



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

“Muro con sistema Terramesh para la estabilización de talud en la progresiva km 0+90  
Namballe, la Balza, Cajamarca, 2019”

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

Ingeniero Civil

**AUTOR:**

Laban Nayra, Edzon Rodimiro (ORCID: 0000-0002-8103-1081)

**ASESOR:**

Mg. Paccha Rufasto, Cesar Augusto (ORCID: 000-0003-2085-3046)

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

Diseño Sísmico y Estructural

**LIMA – PERÚ**

**2019**

## **Dedicatoria**

Las gracias a Dios por darme la vida por permitirme ser la persona que soy, por estar conmigo siempre guiándome por el buen camino dándome una luz de esperanza.

Agradecer de manera muy especial a mi tía María Nicolasa Laban Ojeda por todo lo que me enseñaste y me dejaste, por estar conmigo en los buenos y malos momentos por formar parte de mi historia de vida estudiantil, sé que desde donde te encuentres me guías y me brindas las fuerzas necesarias para poder lograr y hacer esto posible.

Dar las gracias infinitas a toda mi familia por brindarme su apoyo incondicionalmente siendo un pilar de mi formación profesional, esa familia tan unida y perseverante son las que menciono a continuación mi padre, Horacio Laban Ojeda; mi madre, Pascuala Nayra Peña y todos mis hermanos que estuvieron conmigo cada paso que yo di cada derrota que tuve ellos estuvieron ahí junto conmigo y estoy completamente seguro que estarán conmigo siempre apoyándome y brindándome sus sabios consejos.

## **Agradecimiento**

Agradecer a mis hermanos Gelber Laban Nayra, Edilzon Laban Nayra, Horacio Laban Nayra y a mi querida hermana Marixbel Laban Nayra por el apoyo brindado por los buenos consejos que me brindan día tras día por trasmitirme esas ganas de lograr lo que me propongo.

Agradecer a la empresa Maccafferi por el apoyo brindado ya que ellos fueron los que me facilitaron el programa Macstars 2000 para la modelación de mi muro de sistema Terramesh System.

Agradecer a mi asesor de tesis como es al ingeniero Cesar Paccha Rufasto por los conocimientos y apoyo brindados para la realización de mi tesis.

## **Página del jurado**

### **Declaratoria de Autenticidad**

Yo, Laban Nayra, Edzon Rodimiro con DNI N° 73217910, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Cesar Vallejo, Facultad de Ingeniería Civil, declaro bajo juramento que toda la documentación que acompaño es veraz y autentica. Asimismo, declaro también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces. En tal sentido, asumimos la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento y omisión tanto de los documentos como de información aportada por la cual nos sometemos a los dispuesto en las normas académicas de la Universidad Cesar Vallejo.

Lima, 22 de diciembre del 2019



**LABAN NAYRA,  
EDZON RODIMIRO**

**DNI: 73217910**

## Índice

Carátula .....	i
Dedicatoria .....	ii
Agradecimientos .....	iii
Página del jurado .....	iv
Declaratoria de Autenticidad .....	v
Índice .....	vi
Índice de Tablas .....	vii
Índice de Figuras .....	viii
RESUMEN .....	xi
ABSTRACT .....	xii
I.INTRODUCCIÓN .....	1
II. MÉTODO .....	76
2.1. Tipo y Diseño de investigación.....	76
2.2 Operacionalización de variables .....	77
2.3. Población y muestra .....	78
2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	78
2.5. Procedimiento para la recolección de datos .....	78
2.6. Método de análisis de los datos.....	79
2.7. Aspectos Éticos .....	80
III. RESULTADOS .....	81
IV. DISCUSIÓN .....	111
V. CONCLUSIONES .....	112
VI. RECOMENDACIONES .....	113
REFERENCIAS .....	114
ANEXOS .....	116

## Índice de tablas

Tabla 1: Parámetros de diseño De la norma técnica de edificaciones E.030 para el diseño sismo resistente se obtuvieron los parámetros del suelo en la zona de estudio. ....	37
Tabla 2: Clasificación de los materiales en la progresiva 46+740-47+085.....	39
Tabla 3: Precipitación promedio máximas y mínimas estación San Ignacio/000242 .....	42
Tabla 4: Profundidades mínimas de empotramiento .....	50
Tabla 5: Operalización de Variables .....	77
Tabla 6: Técnicas e instrumentos de recolección de datos .....	78
Tabla 7: Capas de suelo relleno software macstars 2000 .....	83
Tabla 8: Capa de suelo de fundación software macstars 2000 .....	83
Tabla 9: Capa talud software macstars 2000 .....	83
Tabla 10: Sobrecargas que actúan en muro terramesh .....	83
Tabla 11: Tanteos para determinar los empujes en la zona critica .....	85
Tabla 12: Centro de masa del suelo.....	89
Tabla 13: Punto de aplicación de la carga distribuida .....	89
Tabla 14: Punto de aplicación de la fuerza de la sobrecarga.....	90
Tabla 15: Centro de gravedad del paramento .....	91
Tabla 16: Centro de gravedad del bloque reforzado.....	91
Tabla 17: Cálculo del empuje activo pseudoestatico.....	96
Tabla 18: Centro de gravedad de la masa del suelo cuña .....	98
Tabla 19: Posición de la carga distribuida pseudoestatica .....	99
Tabla 20: Posición de los puntos donde actúan los empujes sobrecarga.....	99
Tabla 21: Centro de gravedad bloque terramesh .....	100
Tabla 22: Datos Céntricos .....	108
Tabla 23: Carga resistencia a la tracción del elemento terramesh.....	108
Tabla 24: Elemento terramesh sometido a cargas .....	108

## Índice de figuras

Figura 1: Nomenclatura de falla rotacional y traslacional. ....	6
Figura 2: Nomenclatura de falla rotacional y traslacional. ....	6
Figura 3: Procedimiento para obtener valores del suelo. ....	8
Figura 4: Deslizamiento de Takarazuka en el Japón activado por un sismo.....	9
Figura 5: Coeficiente pseudo-estatico .....	11
Figura 6: Envolvente de esfuerzos de resistencia totales para un ensayo triaxial consolidado- no drenado .....	12
Figura 7: Factor de seguridad por el modelo infinito.....	12
Figura 8: Principales características de las fallas de talud con carga sísmica .....	13
Figura 9: Fórmula para el cálculo de la aceleración máxima.....	13
Figura 10: Plano de análisis pseudo-estático para una falla plana .....	15
Figura 11: Partes de un terraplén.....	16
Figura 12: Partes de un talud.....	17
Figura 13: Partes de deslizamiento de talud .....	18
Figura 14: Falla plana en una superficie plana como también en el estereograma .....	19
Figura 15: Falla por cuña .....	19
Figura 16: Plano punto de aplicación de la falla por cuña .....	20
Figura 17: Disposición de discontinuidades en el estereograma para un modo de falla por vuelco de bloques .....	21
Figura 18: Plano de estereograma para un modo de falla circular .....	22
Figura 19: Plano que propone Casagrande para utilizar el método sueco, en suelo netamente cohesivos .....	23
Figura 20: Agrietamiento de tensión en la corona del talud .....	24
Figura 21: Valores de estabilidad en taludes de suelo cohesivos, homogéneos en el terreno de cimentación.....	25
Figura 22: Circulo de falla en el talud con material (cohesivo), terreno de extractos resistente .....	26
Figura 23: Abaco de Taylor para encontrar en factor de estabilidad como también el alejamiento en círculos tangentes a un estrato resistente .....	27
Figura 24: Formas de representar a las dovelas Fellenius.....	28
Figura 25: Aplicación del método sueco al caso del talud con flujo de N.A.F análisis con presiones de poros .....	30



Figura 26: Fuerzas actuantes en una dovela análisis con fuerzas de filtración .....	31
Figura 27: Fuerzas que actúan sobre la superficie de rotura del talud .....	33
Figura 28: Rotura plana en un talud infinito.....	35
Figura 29: Ábacos para el cálculo de estabilidad de taludes infinitos.....	36
Figura 30: Zonas sísmicas definidas en la norma técnica E.030 de diseño sismo resistente. .....	37
Figura 31: Principales unidades de geomorfológicas del Perú.....	39
Figura 32: Máximas, promedio y mínimas temperaturas .....	41
Figura 33: Precipitaciones máximas.....	43
Figura 34: Precipitaciones máximas.....	44
Figura 35: Fotografía de la zona de estudio .....	45
Figura 36: Sistema de Muro Terramesh .....	47
Figura 37: Muro con terramesh .....	47
Figura 38: Angulo de inclinación del parámetro frontal .....	49
Figura 39: Componentes de un muro de suelo mecánicamente estabilizado mediante el sistema terramesh .....	49
Figura 40: Longitud mínima de berma .....	51
Figura 41: Parámetro para el diseño de la base .....	51
Figura 42: Características geométricas del parte frontal .....	52
Figura 43: Esquema de las cajas de malla a doble torsión .....	53
Figura 44: Geomalla uniaxial y biaxial .....	54
Figura 45: Geomalla uniaxial y biaxial .....	54
Figura 46: Malla a doble torsión.....	55
Figura 47: Resistencias de las mallas estructurales .....	55
Figura 48: Propiedades de durabilidad de los elementos de terramesh.....	55
Figura 49: Dimensiones del terramesh .....	56
Figura 50: Resumen general de las resistencias de las mallas a doble torsión .....	56
Figura 51: Ensayo de la malla sexagonal a doble torsión.....	57
Figura 52: Simulación de esfuerzos del elemento terramesh .....	57
Figura 53: Factores de reducción que influyen en el cálculo de la resistencia de diseño ...	58
Figura 54: Módulos de deformaciones de los geos sintéticos de poliéster.....	59
Figura 55: Abertura del terramesh en obra.....	61
Figura 56: Colocación de los elementos Terramesh.....	61

Figura 57: Colocación del elemento suelo reforzado en obra .....	62
Figura 58: Relleno y compactación del elemento suelo reforzado .....	62
Figura 59: Relleno y compactación del elemento suelo reforzado .....	63
Figura 60: Deformaciones en elementos de suelo con y sin refuerzo .....	64
Figura 61: Plano de falla de la teoría de Coulomb .....	68
Figura 62: Peso específico de los materiales .....	68
Figura 63: Altura equivalente de sobrecarga $h_s$ sobre el relleno .....	70
Figura 64: Altura equivalente de sobrecarga $h_s$ sobre el relleno .....	71
Figura 65: Efectos de las sobrecargas .....	72
Figura 66: Empuje activo más sismo .....	72
Figura 67: Dimensiones del muro .....	82
Figura 68: Figura muro de terramesh .....	84
Figura 69: Relación $E_a$ y Posición .....	86
Figura 70: Tendencia tanto del empuje activo como del tramo crítico .....	87
Figura 71: Tendencia tanto del empuje activo como del tramo crítico .....	97
Figura 72: Programa MACSTARS 2000 .....	105
Figura 73: Análisis global obtención de factores de seguridad.....	107
Figura 74: Verificación del deslizamiento .....	109

## RESUMEN

Esta tesis se basa en la estabilización de taludes incorporando muros con el sistema TERRAMESH SYSTEM, en los últimos años mayormente se ha estado utilizando muros con sistema convencionales como es el muro de concreto armado este sistema tiene sus propias ventajas y desventajas en la mayor parte del mundo lo utilizan, sus costos son elevados la estabilización del mismo muchas veces tiende a fallar y en otras veces no son compatible con algunos taludes ya sea por la topografía del terreno o por la geografía entre otros factores que influyen.

La función que cumple este sistema en la estabilización del talud es introducir fuerzas resistentes a la tracción para darle mayor resistencia al macizo y a su vez también trabaja en la retención de material ya sea de relleno como también de agua etcétera, el análisis de diseño está basado en las teorías de los investigadores Rankine y coulomb.

Este sistema de muros de TERRAMESH SYSTEM se propone para la estabilización de un talud en la carretera binacional Namballe, puerto internacional de la Balza de la progresiva km 0+90, el cual un carril de esta vía se encuentra en malas condiciones por el deslizamiento del talud que se ubica en la parte paralela a la vía lado derecho.

Este tipo de estructura según algunos autores, son las más económicas y a su vez tienen mayor durabilidad en comparación con las estructuras de retención convencionales.

**Palabras claves:** Estabilización, Muro Terramesh, Talud.

## **ABSTRACT**

This thesis is based on the stabilization of slopes incorporating walls with the TERRAMESH SYSTEM, in recent years, walls with conventional systems such as the reinforced concrete wall have been used mostly, this system has its own advantages and disadvantages in most of the world uses it, its costs are high, its stability often tends to fail and at other times it is not compatible with some slopes either due to the topography of the land or due to geography among other influencing factors.

The function that this system fulfills in the stabilization of the slope is to introduce forces resistant to traction to give greater resistance to the massif and in turn also works in the retention of material, either fill as well as water etc., the design analysis is based in the theories of Rankine and Coulomb researchers.

This TERRAMESH SYSTEM wall system is proposed to stabilize a slope on the binational highway Namballe, international port of La Balza of the progressive km 0 + 90, which one lane of this road is in poor condition due to the landslide of the slope that is located in the part parallel to the road on the right side.

According to some authors, this type of structure is the most economical and in turn has greater durability compared to conventional retention structures.

**Keywords:** Stabilization, Terramesh Wall, Slope.

# I. INTRODUCCIÓN

La presente tesis tiene como objetivo estudiar el comportamiento estructural de un muro con Sistema Terramesh, esto con el fin de encontrar una solución rápida, apropiada, viable y sobre todo económica en el proceso constructivo respecto a otros sistemas, esta investigación se basa en el análisis de un tramo de carretera propuesta que se ubica en el distrito de Namballe - puerto internacional de la Balza progresiva km 0+90, el diseño propuesto estará orientado a mejorar la calidad y como también el reforzamiento de los elementos internos del suelo para brindarles una buena estabilidad al talud.

Para realizar esta investigación se revisaron bibliografía de diversos libros, como también trabajos de grado relacionados al tema en la actualidad este tramo elegido ha sufrido un asentamiento significativo dejando sin uso a un carriel de esta vía, cabe mencionar que por el norte cerca del pavimento pasa un río caudaloso que cuando las avenidas son demasiado fuertes pueden llegar a medir una altura aproximada de 1 m, estas crecidas del río ocasionan socavaciones y también empujes hidrostáticos provenientes del agua.

En el análisis se tendrá en cuenta la topografía del terreno ya que existen algunas secciones donde el terreno es accidentado, es por ello que se hará ciertos análisis en diferentes partes de las secciones para tener la certeza de que el muro no valla a fallar por algunos parámetros que las normas de diseño nos proporcionan seguido a ello se ve necesario resolver la problemática en un menor tiempo posible por ende también se busca que sea de un menor costo, esto se analizara partiendo del estudio y análisis de muros de contención propuesto, para su estudio se tiene que conocer los códigos de diseño de las normas técnicas peruanas nos indican como también la utilización de algunos programas con el propósito de tener diseños demasiado exactos.

En los trabajos previos: Antecedentes nacionales; se tiene en la tesis desarrollada por el autor Flores (2017) que lleva como título; Eficiencia del diseño de muro de contención de gran altura con técnica de tierra armada respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno, el objetivo principal que plantea este autor es evaluar la eficiencia del diseño del muro de contención de gran altura con la técnica de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado ,según su evaluación de la eficiencia del diseño del muro

de contención de gran altura con la técnica de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno, no existe diferencia estadística en cuanto a la eficacia entre ambos muros.

Así mismo Altamirano y Rivas (2015) en su tesis titulada como, Propuesta de remediación geotécnica de un talud incorporando un muro de suelo reforzado con el sistema terramesh para el proyecto de la carretera Matarani – El Arenal; estos autores plantearon en su trabajo de investigación el siguiente objetivo: estabilizar los taludes de un terraplén mediante el método de estabilización de taludes por introducción de fuerzas resistentes en particular 4 incorporando muros de suelo reforzado tipo Terramesh para el proyecto de la carretera del subtramo 1 “Matarani – El Arenal”, obteniendo como resultados que el Sistema Terramesh que se realizó, ayuda proporcionalmente y satisfactoriamente al proyecto que estaba inestable.

Por otro lado Navarro (2018) en su tesis aprobada titulada como; Refuerzo y protección del talud superior de la vía Alameda Shilcayo - cercado Tarapoto, con geosintéticos, el autor planteó el siguiente objetivo diseñar el refuerzo y protección del talud superior de la vía Alameda Shilcayo – Cercado Tarapoto, con Geosintéticos, su diseño de investigación se trata de una Investigación no Experimental, puesto que el análisis de la inestabilidad del talud se realizó sin manipular las condiciones existentes en el área de estudio, de acuerdo a sus resultados obtenidos llegaron a las conclusiones de que mediante el Software MacStars W 4.0 se obtiene factores de seguridad para las condiciones pseudoestáticas como estáticas de inestabilidad del talud.

Así mismo estos autores Bernuy y Alcides (2015) realizaron un trabajo de investigación titulada Estabilización de ladera con muros de contención y estudios de impacto ambiental para la protección de viviendas en el barrio San Isidro del distrito San Marcos –Huari, Áncash, el objetivo de estos investigadores es realizar el estudio de estabilización de ladera con muros de contención y estudio de impacto ambiental para la protección de viviendas en el Barrio de San Isidro del Distrito de San Marcos – Huari, Ancash, de tal modo que llegaron a concluir que los estudios básicos tanto como la geología, topografía y la mitigación ambiental son puntos básicos para la realización del diseño de un muro de contención de gran envergadura.

En su tesis de Cervantes (2018) titulada como la Estabilización de taludes en el huaico las moras, empleando análisis y diseño de muros de contención de concreto armado, como protección al AA.HH Leoncio Prado, donde el objetivo principal es plantear diversos tipos de muros de contención en voladizo que puedan estabilizar los taludes del huayco en la ciudad de las moras, como protección para las viviendas del AA.HH Leoncio Prado, su conclusión final de este estudio nos proporciona una idea de cómo estabilizar los taludes ante deslizamientos de suelos; por ende el diseño de un muro de contención en voladizo tendrán como base principalmente el estudio de las características del suelo de cimentación y del material que soportará el muro de contención.

La tesis que realizo Hurtado (2017) en su tesis sobre Análisis técnico económico para estabilización de taludes en vías empleando sistema de muro no convencional, tramo de carretera kishuara – puente sahuinto – abancay, la orientación de su objetivo esta dirigido sobre realizar el análisis comparativo, técnico, económico de tres sistemas constructivos utilizados para obras de contención, en estructuras y obras de arte, donde serán analizadas todas las propuestas de cálculo involucradas en cada uno de ellos, así como los factores económicos y logísticos que conlleva la ejecución y puesta en funcionamiento de la alternativa optima como solución, el metodo que utilizo fue descriptivo-exploratorio, la conclusion de este autor fue que el sistema de muro no convencional tipo “Terramesh System” (gavión, Malla Biaxial y tierra armada) resulto más económico que el sistema de muro de concreto armado en un 43.47%, indicando que el costo efectuado ha sido solamente de instalación y materiales de cada sistema.

Antecedentes Internacionales; seguidamente en la tesis que llevo a cabo Aviles y Vásquez (2014) en su tesis que lleva por nombre, Analisis técnico - económico para muros de contencion de hormigon armado comparado con muros de gaviones y sistemas de suelos reforzado para alturas de  $H=5m$ ,  $H=7.5m$ ,  $H=10m$ ,  $H=15m$ , para una longitud de 80m; se tiene que el objetivo que plantean estos autores es de dar el procedimiento de un adecuado diseño de muros de contencion con el sistema convencion vs muros con sistema terramesh que generen una adecuada practica para la estabilizacion de taludes, llegaron a la conclusión que muros en suelos reforzados son mas economicos en alturas de gran envergadura, asi mismo mencionan que al comparar los muros gaviones con los muros de sistema terramesh,

mientras tengan una gran altura el muro de gavion requiere mayor cantidad de cajas para tapar la base del muro, a diferencia del muro con el sistema terramesh con una caja de 1m de longitud se logra cubrir una gran altura.

De tal modo Ayabaca y Salazar (2018) realizaron una investigación titulada Análisis comparativo técnico-económico entre muro de contención de hormigón armado y muro de contención de suelo mecánicamente estabilizado con el sistema terramesh, el objetivo de esta investigación es realizar una comparación tanto técnica como económica de un muro en hormigón armado y un muro de contención de suelos mecánicamente estabilizado del tipo Terramesh; el método utilizado en esta investigación es experimental, en la conclusión final mencionan que el estudio de suelo es indispensable para el inicio del diseño del muro ya que de ahí comienzan los criterios para el diseño de las secciones del muro, para muros de hormigón armado de gran altura se tiende a necesitar secciones muy grandes para cumplir con los requerimientos de diseño consecuentemente su costo sería elevado.

En Teorías relacionadas al tema tenemos como variable independiente a la estabilización de Talud; la cual reciben el nombre de taludes porque sus formaciones son inclinadas con respecto al plano horizontal formando una estructura de suelo de manera permanente, su formación está comprendida de dos maneras ya sea de manera natural o también a consecuencia de las actividades humanas, desde esa perspectiva los taludes se clasifican en dos tipos, naturales y artificiales, los naturales como su mismo nombre lo indica son laderas que la naturaleza misma los ha perfilado y los artificiales son los que han quedado después de hacer cortes en las superficies, en ese sentido las laderas naturales nos proporcionan algunos problemas que pueden tener impactos de mucha importancia, para tener un entendimiento más veras en este capítulo se mencionaran de manera genérica.

La formación de los taludes artificiales, así mismo se tratara de hablar acerca de las principales características de las laderas que también son de gran importancia en el estudio, en la actualidad la ingeniería ha desarrollado diferentes tipos de obras que civiles tales como defensas ribereñas, carreteras, presas puentes, canales, entre otros esto ha generado que se le brinde más importancia a la estabilización de taludes ya que si no se le brinda un adecuado cuidado , pueden ser muy perjudicial para la obra que se realice.



Rico y Del Castillo (1976) nos menciona que “[...] la naturaleza y la homogeneidad de los materiales constituidos son básicos para plantear y definir el problema de estabilidad de un talud en cualquiera de sus múltiples aspectos” (p. 279)

Entre sus tipos y causas de falla más comunes; las principales características de fallas más frecuentes en taludes son los que se mencionan a continuación: 1.- Falla por deslizamiento superficial; el macizo o talud por lo general está sujeto a fuerzas propias de la naturaleza internamente hace que las partículas y las masas del suelo que se encuentran en las limitaciones hacen que se deslicen hacia la parte posterior, los deslizamientos son más bruscos cuando la falla ocurre cerca de la zona inclinada del talud esto sucede cuando el confinamiento en la zona que se encuentra vulnerable es muy bajo la presión normal que existe no es la adecuada. De igual manera, Juárez y Rico (1973) señalan que:

El desequilibrio puede producirse por un aumento en las cargas actuantes en la corona del talud, por una disminución en la resistencia del suelo al esfuerzo cortante o, en el caso de laderas naturales, por razones de conformación geológica que escapan a un análisis local detallado. El fenómeno es muy frecuente y peligroso en laderas naturales y, en este caso, generalmente abarca áreas tan importantes. (p. 179)

2.- Falla por movimiento del cuerpo del talud, según Juárez y Rico (1973), nos dice que:

En contraste con los movimientos superficiales lentos, descritos en el inciso anterior, pueden ocurrir en los taludes movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo. Estos fenómenos reciben comúnmente el nombre de deslizamiento de tierras. Dentro de estos existen dos tipos claramente diferenciados. En primer lugar, un caso en el cual se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sinestros mayor, a una circunferencia. Estas son las fallas llamadas por rotación. En segundo lugar, se tienen las fallas. (p. 181)

3.- Falla rotacional, según Badillo y Rico (1973) en su libro nos mencionan que:

Las fallas por rotación pueden presentarse pasando la superficie de falla por el pie del talud, sin interesar el terreno de cimentación o pasando adelante del pie, afectando al terreno en que el talud se apoya (falla de base). Además, pueden presentarse las llamadas fallas locales, que ocurren en el cuerpo del talud, pero interesando zonas relativamente superficiales. se presentan estos tipos de fallas, así como la nomenclatura usual en taludes simples. (p. 181)

Rico y Del Castillo (1976) nos menciona que son: “Movimientos rapidos o practicamente isntantaneos que ocurren en los taludes y que afectan a masas profundas de los msimos deslizamientos a lo largo de una superficie de falla curva que se desarrolla en el interior del cuerpo del talud” (p. 289).

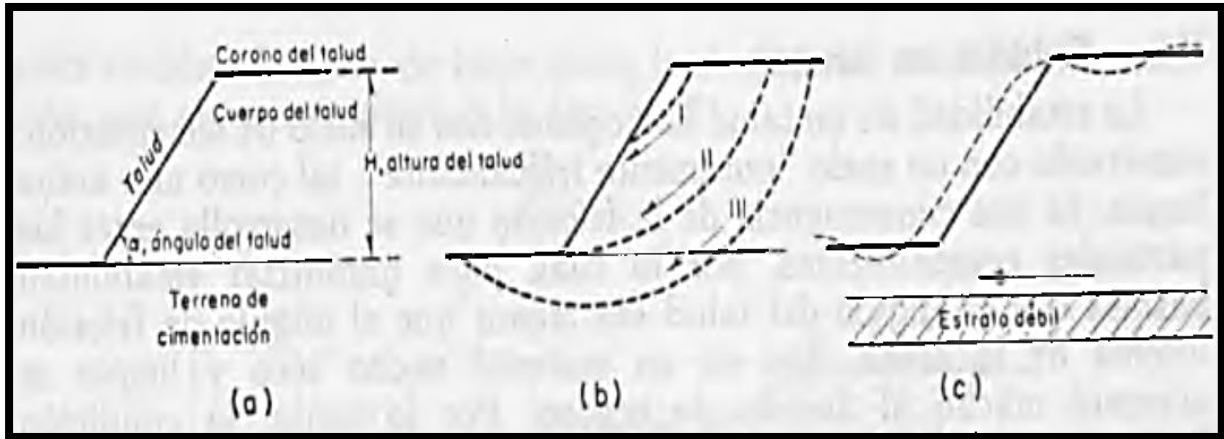


Figura 1: Nomenclatura de falla rotacional y traslacional.

Fuente: Juarez & Rico Rodriguez, 1973

4.- Falla traslacional; los movimientos traslacionales se realizan por lo general en suelos de fallas planas, donde los materiales que componen el suelo no tiene la capacidad suficiente para resistir ,esto se da origen en una profundidad casi superficial por debajo del talud, según Rico y Del Castillo (1976), explican lo siguiente:

La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato debil y se remata en sus extremos por dos cantiles ,por lo general formados por agrietamientos ,los estratos debiles que forman estas fallas son por lo comun de arcilla blandas o de arenas finas ,limos no plasticos sueltos. (p. 293)

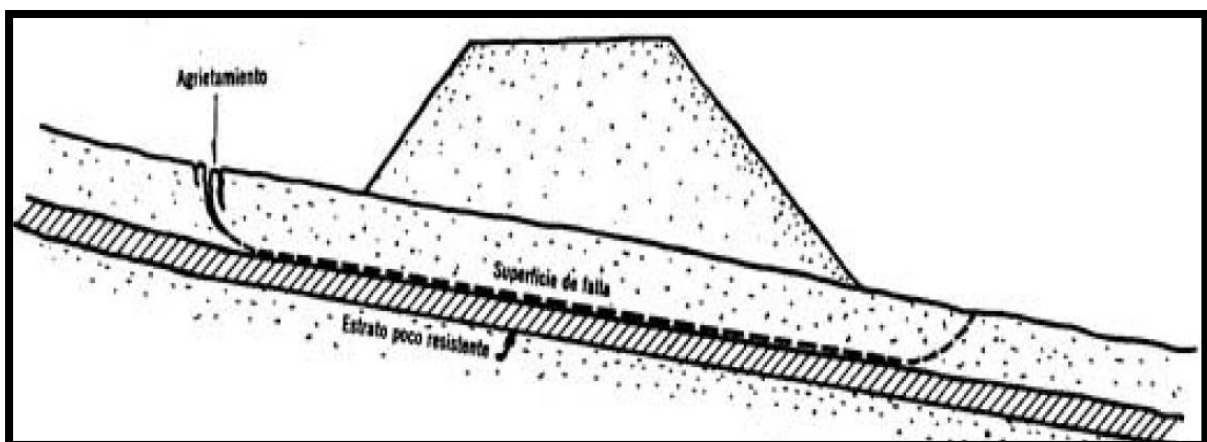


Figura 2: Nomenclatura de falla rotacional y traslacional.

Fuente : Rico & Del Castillo ,1976

5.- Fallas por licuación Juárez y Rico (1973) explican que:

En la parte donde se origina la falla el suelo tiende a comportarse de manera macisa o firme a la correspondiente a una suspensión, en todo este cambio las propiedades del suelo tienen a minorar la resistencia al esfuerzo cortante, esta ocurrencia tiende a darse en las arcillas extra sensitivas como en arenas poco compactas. (p.184)

6.- Fallas por erosión, nuevamente los autores Juárez y Rico (1973), señalan lo siguiente:

Son también fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento, agua, etc., en los taludes. El fenómeno es tanto más notorio cuanto más empinadas sean las laderas de los taludes. Una manifestación típica del fenómeno suele ser la aparición de irregularidades en el talud, originalmente uniforme. Desde el punto de vista teórico esta falla suele ser imposible de cuantificar detalladamente, pero la experiencia ha proporcionado normas que la atenúan grandemente si se las aplica con cuidado. (p. 183)

Para lograr hacer un análisis de deslizamiento de un talud en ladera, se deberá obtener toda la información de interés para conocer cómo es su topografía, geología, geotécnicas, esto con el fin de poder lograr hacer un análisis completo de cómo se comporta el macizo, para seguido ello poder realizar un diseño adecuado como posible solución de estabilización, el objetivo de esta investigación es fundamental conocer cuáles son los parámetros que afectan la estabilidad.

Geológica del lugar de estudio; el lugar de la investigación se ubica en la región Cajamarca siendo una zona que se encuentra en la depresión Andina limitada con la línea de la costa del pacífico al oeste y las estribaciones de la cordillera occidental este, de donde se pueden visualizar fallas de tipo normal, cabe mencionar que la depresión está compuesta por materiales de varios tipos, el cual todo este conjunto de suelo, conforman canchales de arcilla, arenas de origen aluvial siendo estas las que conforman la llanura costera.

Para la Empresa Bustamante Williams y Consultores S.A.C., “La región estudiada se encuentra ubicada en una de las zonas más críticas de los Andes, está influenciada por la llamada flexión de Huancabamba donde la estructuración NNO-SSE característica de los Andes centrales varía a dirección NNE-SSO, propia de los Andes septentrionales” (p. 58).

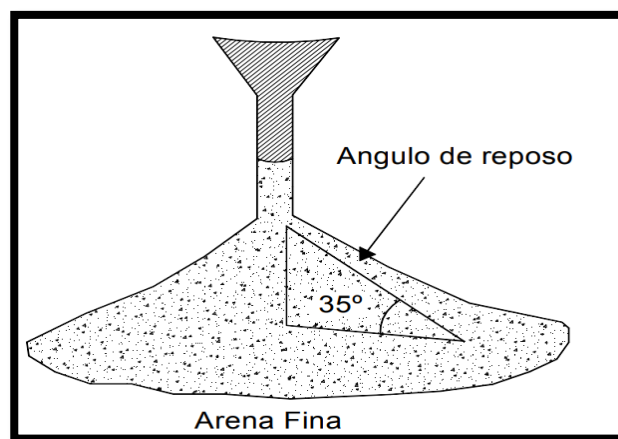
Litología y características geológicas; cada formación de roca que tenga geología física contiene un patrón de movimientos, un ejemplo claro son las formaciones de granitos, o una

caliza en las mismas condiciones, ellas realizan y crecen bajo características diferentes de cada lugar geotécnico y su comportamiento será diferente. (Suarez, 1998, p. 123)

Lo que nos menciona este autor es lo siguiente que Cada litología o formación geológica tiene una determinada formación es decir que, en cada zona, el suelo tiene sus propias propiedades por ninguna razón son iguales sus comportamientos frente a cualquier movimiento las reacciones son diferentes.

Principales factores que intervienen en el comportamiento; las actividades internas que poseen tener los taludes por consiguiente son muy complejos de manera que están involucrados en muchos factores, estos tienden a interactuar entre si llegando a definir su comportamiento real, a continuación, se describirán algunos factores determinantes que afectan la estabilidad de los taludes.

La Microestructura; se tendrá en cuenta la composición de los mantos del macizo, tanto en su talud como de la microestructura de cada partícula que hacen la formación del suelo y roca.



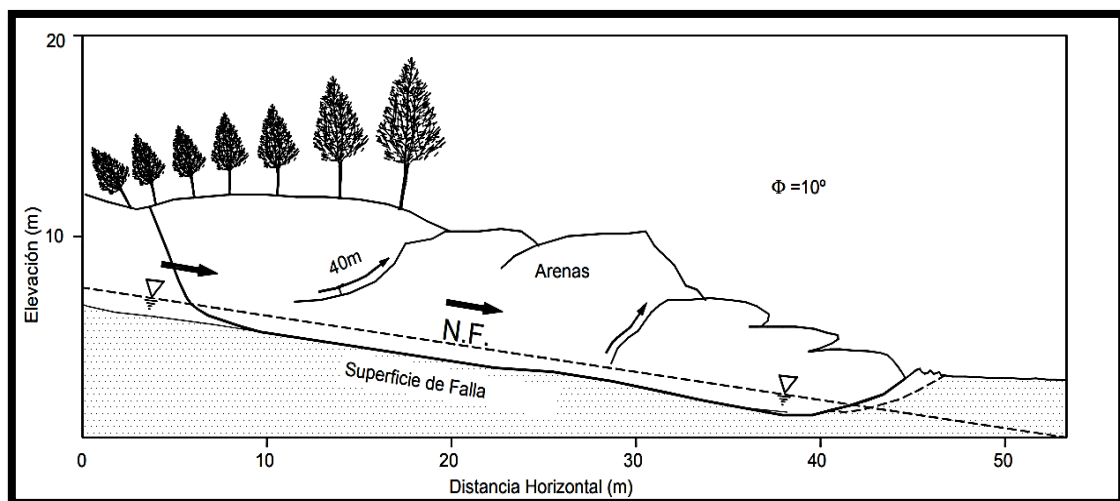
*Figura 3: Procedimiento para obtener valores del suelo.*

Fuente: Suarez, 1998; p. 105

Estructura Geológica; los deslizamientos tienden a ocurrir a lo largo de la superficie donde los suelos son vulnerables y la inestabilidad del mismo son muy bajas, es por ello que a este tipo de superficies se les conoce como estructura geológica, su formación está compuesta

por fragmentos discontinuos, fracturas, planos de estratificación o superficies de debilidad del macizo o talud, las partes de la estructura geológica que frecuentemente ocasionan la afectación al talud son: 1.-Los planos de estratificación; estos planos están relacionados al cambio de la litología del material, se degradados de las rocas, el cual estos planos son los más apropiados para la ocurrencia de los deslizamientos, especialmente cuando sufren cambios de estratificación de manera brusca, algunos ejemplos son los mantos de arenisca (duros) sobre mantos de arcillolita (blandos). y 2.-Comportamiento sísmico de los taludes; la actividad sísmica es un fenómeno provocado por las fallas geológicas en la corteza terrestre estas fallas provocan movimientos bruscos el cual emiten ondas que se expanden de manera significativa viajando a diferentes velocidades esto depende del tipo de suelo, el fenómeno ocasiona que los taludes inestables sufran deslizamientos.

Por otro lado, los autores Makdisi y Seed (1978) nos mencionan que: “[...] la disminución de la resistencia debida a las cargas vibratorias, las cuales inducen las deformaciones cíclicas. La resistencia puede disminuirse en más del 50% en suelos sensitivos y en la mayoría de los casos, la disminución de resistencia puede llegar a un 20% durante el sismo” (p. 53).



*Figura 4: Deslizamiento de Takarazuka en el Japón activado por un sismo.*

Fuente: Días ,1998

La ascendencia de la presión de poros esencialmente se ocasiona en los suelos limosos y de arenas finas, esto daría inicio a la disminución de la resistencia, que induzca en el fenómeno

de licuación, segundo es el incremento de la fuerza sísmica genera que la ampliación en la corteza de los suelos blandos aumente. Tercero es la probabilidad de que el fenómeno de resonancia ligados a la similitud entre la frecuencia natural de vibración del talud y el evento sísmico La magnitud de las deformaciones en la masa de suelo. Y cuarto en los suelos que contienen gran cantidad de arenas saturadas sueltas, tienen alto grado de posibilidad a sufrir licuación durante sismos en los suelos que contienen alto grado de relleno pueden tener deslizamientos durante terremotos como ha pasado en Chile, Alaska, Japón (Seed, 1970, p. 103)

Análisis de la estabilidad sísmica de taludes; el procedimiento es el siguiente: El primer paso es pre dimensionar la sección transversal del talud y también la cimentación. Evaluar con la ayuda de profesionales relacionados al tema de estudio, que puede ser un ingeniero geólogo y un ingeniero sísmico, los antecedentes de cada movimiento (a) vs (t) para el suelo del talud.

Evaluar la capacidad de reducción sobre la resistencia al cortante y por consiguiente evaluar el aumento de la presión de poros del resultado del sismo, el estudio más completo tiene por finalidad el cálculo de minoración de capacidad que viene hacer la parte completa del análisis dinámico.

Llegar a saber la estabilidad del talud, esto se calculará por intermedio de los métodos convencionales de equilibrio límite con los pasos del párrafo anterior de las resistencias reducidas que se hayan obtenido, para lograr obtener todas estas condiciones se tendrá que evaluar en condiciones no drenadas como también en drenadas, con ello se llegara saber cuál de las capacidades es la más crítica.

Empíricamente se puede terminar la estabilidad de un talud ,esto se debe si una vez ocurrido el sismo el talud no ha sufrido ningún deslizamiento significa de que se encuentra estable, pero siempre hay que tener en cuenta que los movimientos causan desplazamientos ,es por ello que se tiene que hacer una análisis del mismo y calcular los desplazamientos permanentes atreves del procedimiento de Newmark (1965) sin embargo, si las pérdidas de resistencia son significativas, se deben utilizar otros criterios como el concepto de deformación-potencial (Seed 1979, p. 103, p. 25).

Resistencia del suelo para el análisis pseudo-estático; para lograr que la capacidad de cortante sea apropiada para el uso en el pseudo-estático depende mucho del plazo que desea lograr, puede ser a corto plazo como también a largo plazo, esta preposición parte a raíz de la duración de los sismos por lo general sus periodos son muy bajos es razonable evaluar que, con absolución de gravas gruesas o guijarros, el suelo no filtra favorablemente en cada sismo. Por lo tanto, en la mayoría de los casos deben utilizarse resistencias no filtradas para el análisis pseudo-estático.

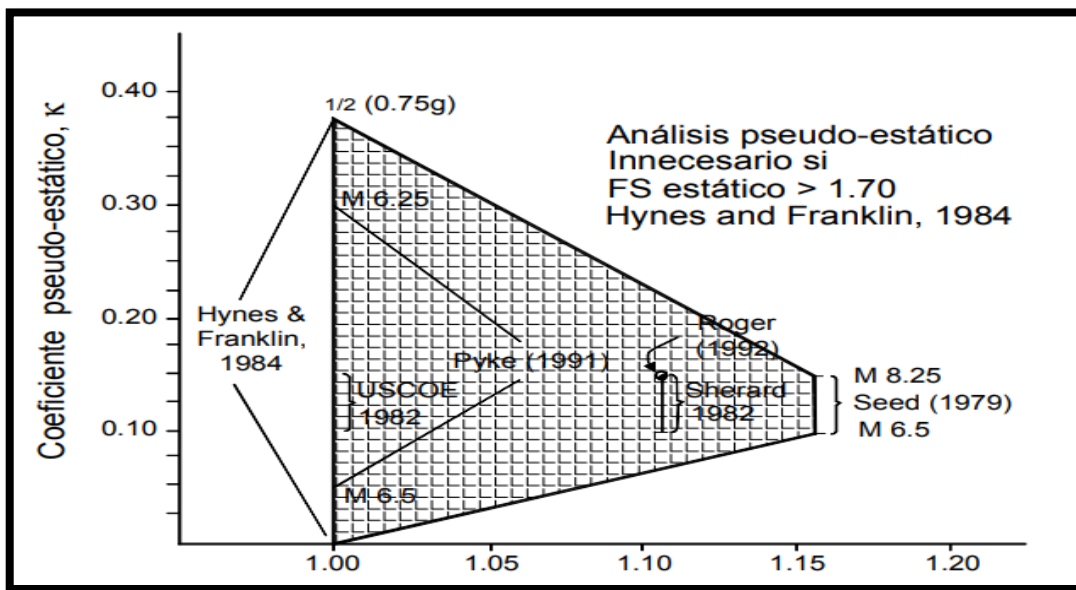


Figura 5: Coeficiente pseudo-estático

Fuente: Seed, 1979, p. 104

Factor de seguridad pseudo-estático recomendado; coeficientes sísmicos y factores de seguridad utilizados en el mundo, para el análisis de amenaza de deslizamientos activados por sismos.

Procedimiento del Análisis pseudo-estático; según Suarez (1998), nos menciona que: “[...] el método estático de análisis de estabilidad se utiliza colocando una fuerza sísmica pseudo-estático adicional. Existen varias formas de plantear el problema de acuerdo con el tipo de falla analizado y con los parámetros sísmicos utilizados (p. 228)

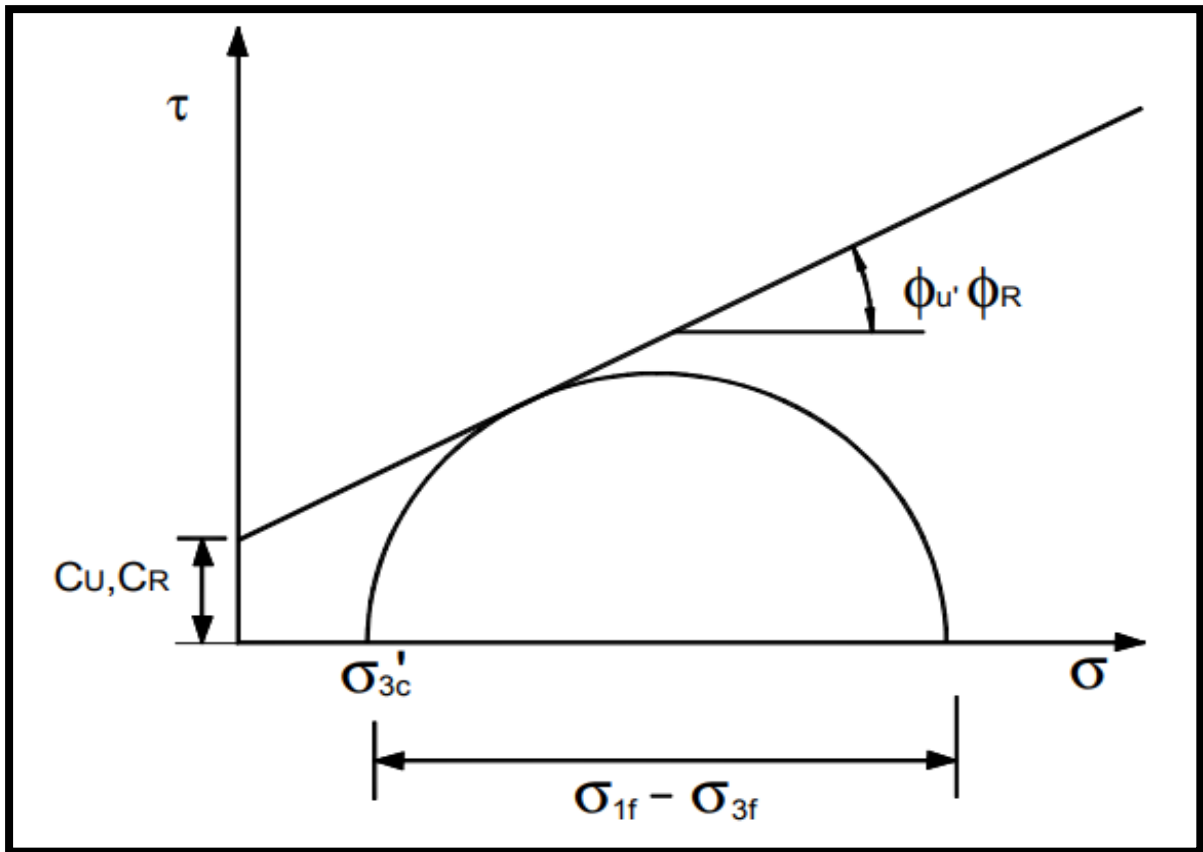


Figura 6: Envolvente de esfuerzos de resistencia totales para un ensayo triaxial consolidado-no drenado

Fuente: Suarez, 1998, p. 229

Análisis pseudo-estático de un talud infinito; para Suarez (1998) señala lo siguiente: “Aunque ningún talud cumple con las suposiciones del talud infinito, la mayoría de los movimientos subsuperficiales tienden a ser de traslación. La idealización del talud infinito no es confiable como herramienta de diseño, pero puede ayudar a identificar las amenazas a un nivel preliminar de reconocimiento” (p. 229).

Con el modelo de talud infinito, el factor de seguridad se obtiene de la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{c + \left\{ [(1 + K_v) \cos \beta - k_h \text{sen} \beta] \gamma \right\} - \left\{ (1 + K_v) \gamma_w m \cos \beta \right\} z \cos \beta \tan \phi'}{\left[ (1 + K_v) \text{sen} \beta + K_h \cos \beta \right] \gamma z \cos \beta}$$

Figura 7: Factor de seguridad por el modelo infinito

Fuente: Suarez, 1998, p. 229



De donde las siguientes incógnitas se definen de la siguiente manera

$m$  = Parámetro del nivel de agua.

Para talud seco  $m = 0$

Para talud saturado  $m = 1.0$

$K_h$  = Coeficiente sísmico horizontal

$K_v$  = Coeficiente sísmico vertical

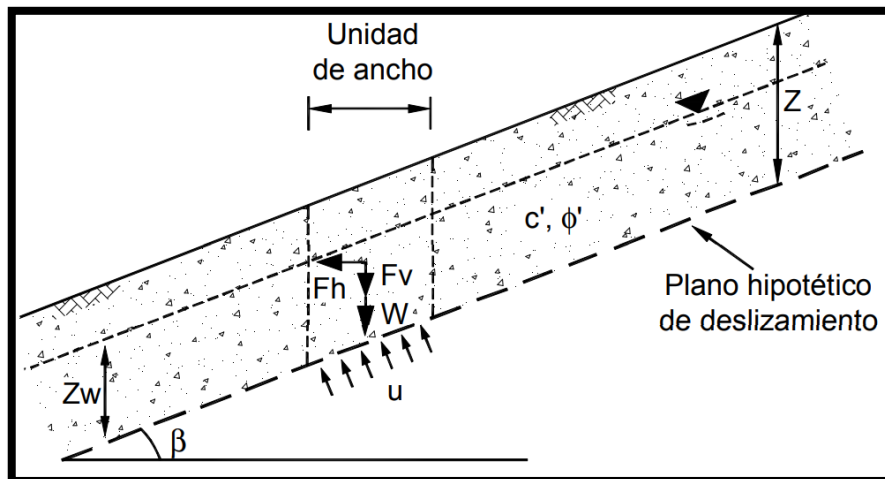


Figura 8: Principales características de las fallas de talud con carga sísmica

Fuente: Suarez, 1998, p. 229

Cálculo de la aceleración máxima que produce una falla en un talud infinito; la manera más sencilla es utilizar un valor de aceleración máxima, sin considerar los valores de la aceleración que se producen en la horizontal y vertical, todos los cálculos se basan en determinar la aceleración máxima que puede causar un deslizamiento en el momento que ocurra un sismo  $a_{max}$ . El cual esta expresada de la siguiente manera caso talud infinito:

$$\frac{a_{max}}{g} = \left[ \frac{c_d}{c} \left( F_s - \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} - 1 \right] \div \left( \frac{1}{\tan \alpha} + \tan \phi \right)$$

Figura 9: Fórmula para el cálculo de la aceleración máxima

Fuente: Suarez, 1998, p. 229

Del cual:

$\alpha$  = Ángulo de inclinación del talud

$\phi$  = Ángulo de fricción

$c$  = Cohesión estática

$c_d$  = Cohesión dinámica

$g$  = Aceleración de la gravedad

Para el talud seco

$$FS = \left( \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) + \frac{c}{\gamma H \cos \alpha \sin \alpha}$$

Para el talud saturado

$$FS = \frac{\gamma_b}{\gamma} \left( \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) + \frac{c}{\gamma H \cos \alpha \sin \alpha}$$

Donde:

H = Profundidad de la falla.

$\gamma$  = Peso unitario del suelo.

$\gamma_b$  = Peso unitario sumergido

Análisis de una falla plana

Las magnitudes de las fuerzas pseudo-estáticas son:

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \qquad F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W$$

$F_h$  y  $F_v$  = Fuerzas pseudo-estáticas horizontales y verticales

$A_h$  y  $A_v$  = Aceleraciones máximas horizontales y verticales

$K_h$  y  $K_v$  = Coeficientes pseudo-estáticas

El factor de seguridad para una falla plana de longitud L es igual a

$$FS = \frac{\text{fuerza resistente}}{\text{fuerza actuante}}$$

$$FS = \frac{cl + [(W - F_v) \cos \alpha - F_h \text{sen} \alpha] \tan \phi}{(W - F_v) \text{sen} \alpha + F_h \cos \alpha}$$

Donde:

c = Cohesión.

L = Longitud del plano de falla.

$\alpha$  = Ángulo de inclinación de la falla.

$\phi$  = Ángulo de fricción.

W = Peso de la masa deslizada.

Análisis de una Falla curva; Ishiara (1985), el factor de seguridad es verificado en diferentes valores de (a) máx. de acuerdo con una fórmula realizada para un procedimiento original de Janbu (1954), similar al procedimiento que se presenta en el capítulo 4, donde divide la masa deslizada en dovelas y se realizan las respectivas sumatorias. (Suarez, 1998, p. 300).

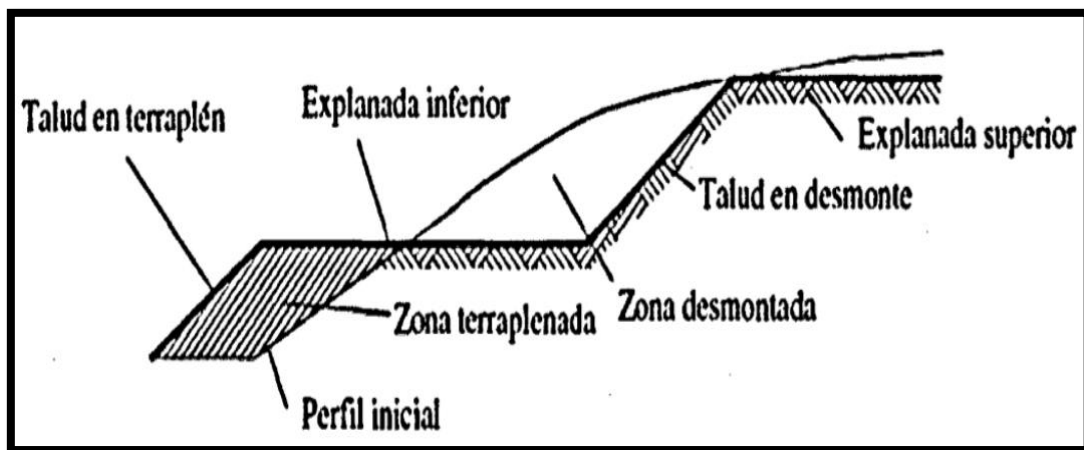
$$F_{sd} = \frac{\sum [w \tan \phi + c_d l \cos \alpha] \div [\cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \times \tan \phi \div F_d)]}{\sum \left[ w \tan \alpha + \frac{a_{\max}}{g} w \right]}$$

Figura 10: Plano de análisis pseudo-estático para una falla plana

Fuente: Suarez, 1998, p. 300

Deslizamientos de taludes; de acuerdo con Suarez (1998) citado por Toro (2014) nos dice: “Un deslizamiento se puede definir como el movimiento de una masa de suelos provocado por la pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de un eje o superficie de falla” (p. 5).

Los deslizamientos no son predecibles en cualquier momento pueden ocurrir ya sea en laderas propiamente constituidas por la naturaleza o por la intervención del hombre mayormente estos fenómenos ocurren en suelos con drenaje como también sin drenaje.



*Figura 11: Partes de un terraplén*

Fuente: Poblete, 2006 citado por (Toro, 2014)

Cuando se hace un estudio sobre estos taludes se pueden determinar que se encuentran en un estado de tenso-deformación del suelo, creando un solo sistema dando origen a una mayor masa del suelo, lo cual puede estar representada en forma inclinada como también escalonada, existen laderas que han permanecido por años estables sin ninguna falla pero pueden fallar en cualquier momento sin ser predecibles las causas que originan el deslizamiento pueden ser cambio de clima, topografía, sísmico, nacimientos de ojos agua natural o agua negras.

Para Toro (2014) nos dice que: “Los taludes se pueden agrupar en tres categorías generales: Los terraplenes, los cortes de laderas naturales y los muros de contención. Además, se pueden presentar combinaciones de los diversos tipos de taludes y laderas” (p. 6).

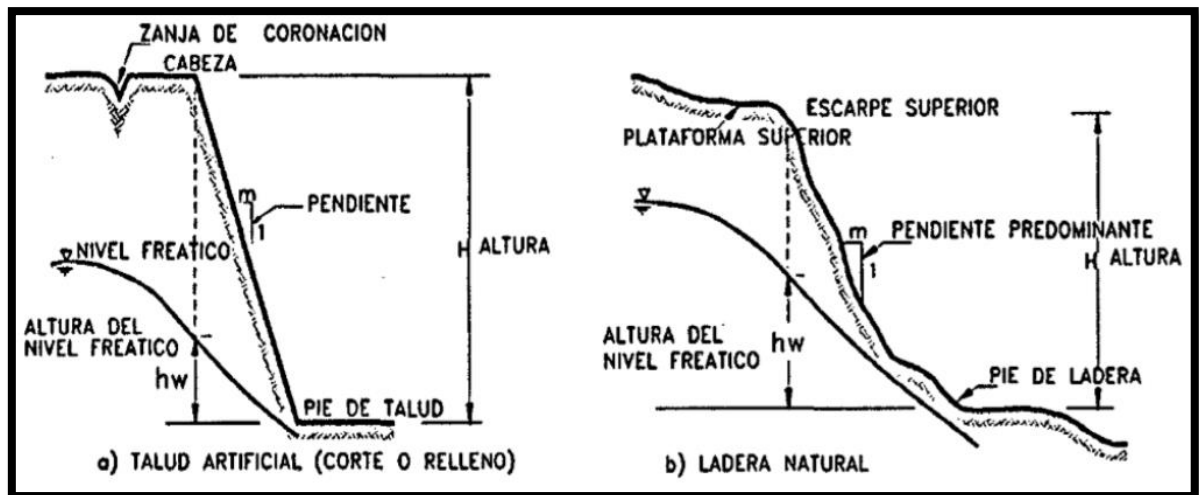
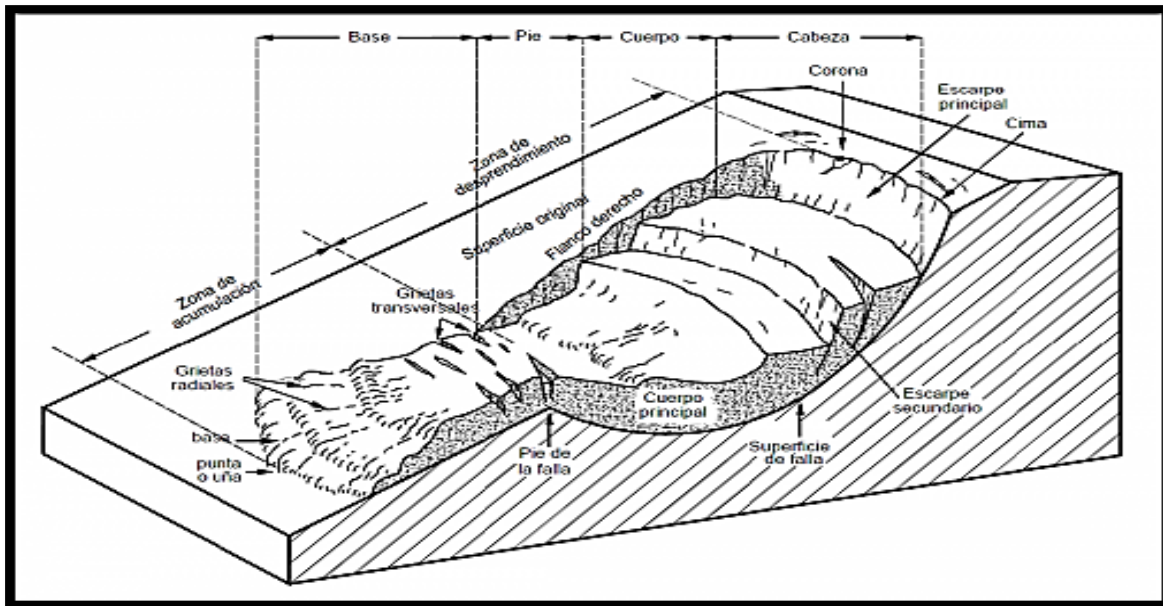


Figura 12: Partes de un talud

Fuente: Poblete, 2006 citado por (Toro , 2014)

Dimensiones y características de los taludes o laderas como 1.- Cota del talud: es la separación medida desde el pie hasta la corona del talud esta distancia es cuantificable mas no se puede tener con exactitud la altura en zonas de ladera siendo más complicado por la topografía no tan definida 2.- Pie: se encuentra en la parte inferior de la corona en el nivel  $0\pm 00$  3.- Corona: se ubica en la parte posterior del pie nivel  $0\pm$  distancia calculada 4.-Altura del nivel freático: profundidad que alcanza una distancia considerable desde el nivel  $0\pm 00$  hasta el nivel del agua y 5.-Pendiente: comprende la medida de inclinación del talud

Características de los procesos de movimiento; en su investigación de Toro (2014) menciona que, “Ciertas características de: las etapas de geotécnicos activos que se generan en los taludes son muy vulnerables a movimientos con dirección hacia la parte de abajo y también hacia la parte posterior de los materiales que conforman al talud” (p. 8).



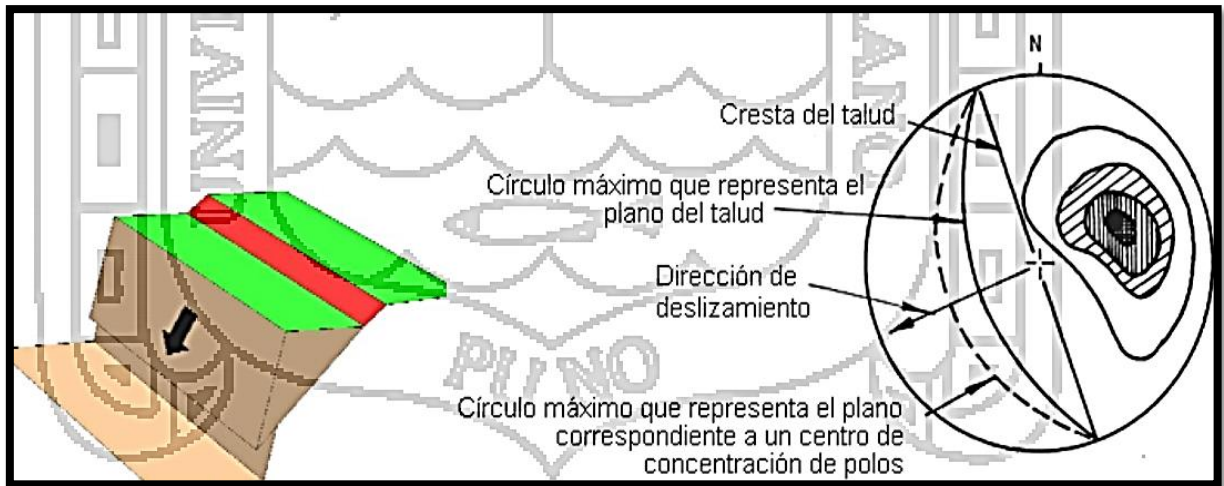
*Figura 13: Partes de deslizamiento de talud*

Fuente: Poblete, 2006 citado por (Toro, 2014, p. 8)

Partes de un talud; cómo se puede observar en la figura se simula un deslizamiento o movimientos en un solo conjunto de masas, sus partes principales son: 1.- Eskarpe principal: se encuentra relacionado con el terreno bastante inclinado en toda la longitud del espacio que ocupa el talud tratándose de un área en movimientos, esto se origina por los desplazamientos de algunos materiales que se encuentran fuera del terreno original, 2.- Eskarpe secundario: es un suelo con bastante pendiente producida por desplazamientos diferenciales dentro de la misma masa que se mueve, 3.- Cabeza: ubicada en la parte superior del material que se mueve con el contacto que existe entre el material principal y el material perturbado y también el eskarpe principal y 4.- Cima: ubicado en la parte alta de la cabeza de cada talud.

Otros tipos de fallas comunes de un talud con barrera estructural; para este caso las fallas más relevantes se clasifican en:

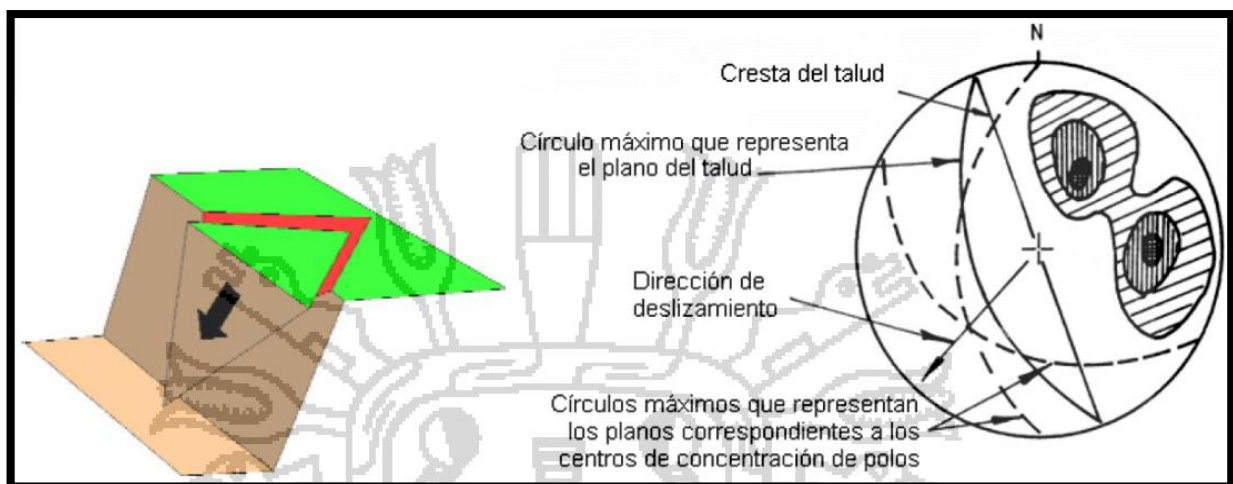
Falla plana; en este tipo de falla plana, o también llamada rotura plana la falla ocurre cuando existe un asentamiento en la misma superficie es decir que el deslizamiento ocurre en todo el plano horizontal.



*Figura 14: Falla plana en una superficie plana como también en el estereograma*

Fuente: Modificado de Hoek y Bray, 1977, citado por (Valeriano, 2015, p. 61)

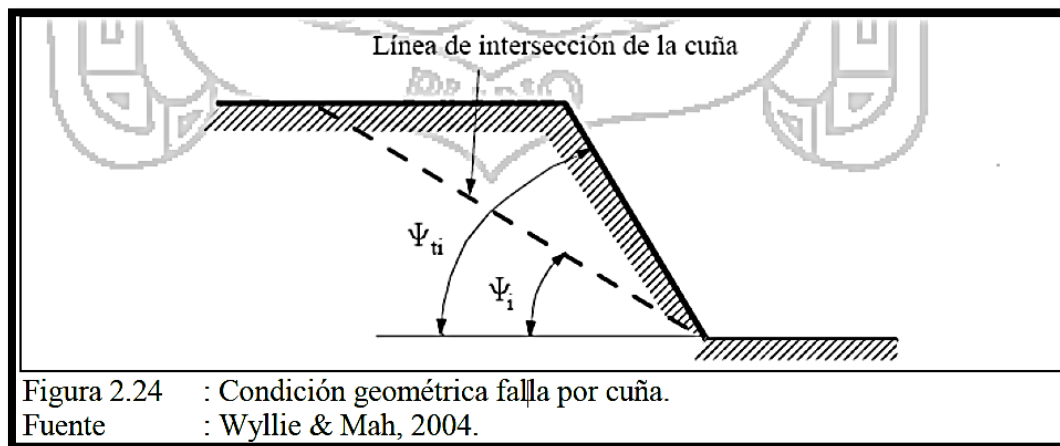
Falla por cuña; en consecuencia, la falla por esta condición está dada por deslizamientos de manera traslacional el cual está comprendida en dos a más discontinuidades, para Ramírez y Alejano (2007), citado por Valeriano (2015) nos menciona que: “Este tipo de deslizamientos generalmente se dan en macizos rocosos resistentes, con discontinuidades bien marcadas. Este tipo de fallas es sin duda una de las más comunes en taludes excavados en roca, fácilmente observados en canteras” (p. 61).



*Figura 15: Falla por cuña*

Fuente: Modificado de Hoek y Bray, 1981, citado por (Valeriano, 2015, p. 62)

Para el Instituto Tecnológico Geominero de España (1987) nos dice que: “si representamos el plano del talud y las discontinuidades en una proyección estereográfica, la disposición típica de los casos en que es posible la falla por cuñas” (p. 42). La dirección de deslizamiento es la intersección de las dos familias de discontinuidades y ha de tener menos inclinación que el talud. (Valeriano, 2015, p. 62)



*Figura 16: Plano punto de aplicación de la falla por cuña*

Fuente: Wyllie & Mah, 2004, p. 22

De donde:

$\varphi$ : Ángulo de fricción de la estructura

$\psi$ : Ángulo de inclinación de la línea de intersección de la cuña

$\psi$ : Ángulo de inclinación del talud

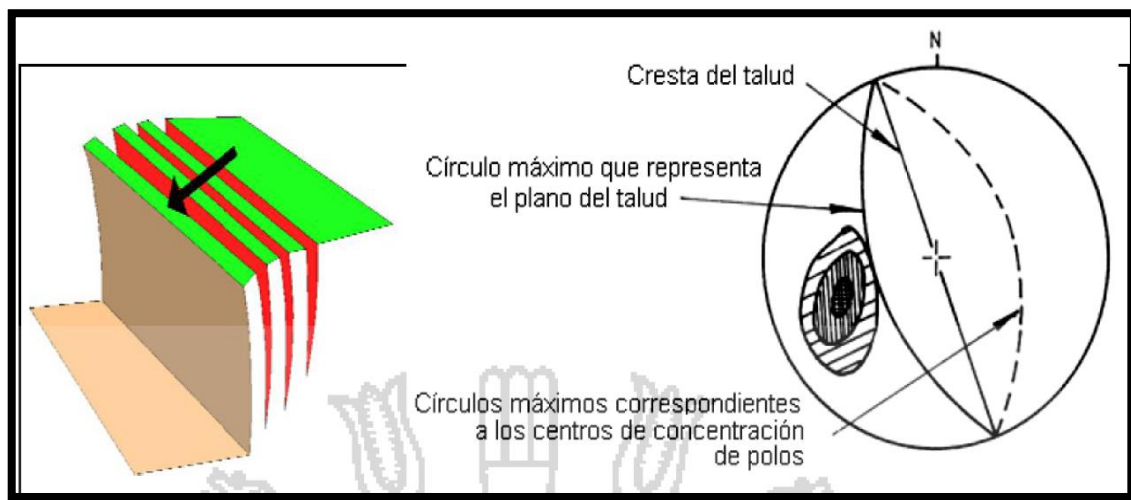
Para este tipo de falla por rotura se relacionan dos tipos de familias de ciertas discontinuidades de rumbos paralelos respecto al talud, dando por resultado las familias discontinuas que se encuentran paralelas entre sí, las condiciones geométricas que hace posible el deslizamiento. (Wyllie & Mah, 2004, p. 25)

Fallas originadas por vuelco; estas fallas aparecen principalmente cuando el rumbo de la discontinuidad: falla de estratificación, etc., coincide aproximadamente con el del plano del talud y además tiene un fuerte buzamiento hacia el interior del macizo rocoso. Cuando el macizo rocoso presenta un conjunto de paquetes que quedan en voladizo, se produce el



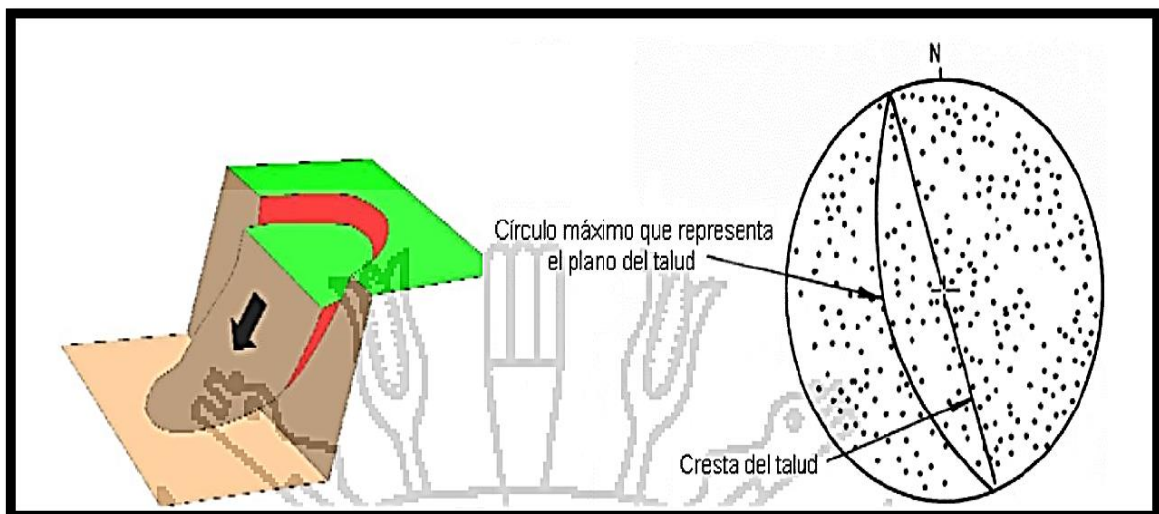
vuelco por flexión; además, puede aparecer una familia de discontinuidades conjugada con la principal, produciéndose en este caso un vuelco de bloques o un vuelco de bloques por flexión. (Valeriano, 2015, p. 63).

Para decir que existe una falla por volcamiento tiene que producirse fracturas paralelas o subparalelas, y el otro escenario tiene que producirse de manera perpendicular, estas masas de suelo pierden adhesión a la matriz el cual da lugar que puedan desplazarse y rotar bajos los efectos de la gravedad, la condición de que propone la red de Schmidt es de la siguiente manera (Instituto Tecnológico GeoMinero de España, 1987, p. 43).



*Figura 17: Disposición de discontinuidades en el estereograma para un modo de falla por vuelco de bloques*

Fuente: Modificado de Hoek y Bray, 1981. p. 23



*Figura 18: Plano de estereograma para un modo de falla circular*

Fuente: Modificado de Hoek y Bray, 1981, p. 126

Metodología de cálculo del talud, en este paso se presentan varios métodos para poder realizar la estabilidad del talud antes de realizar cualquier proyecto, como también para poder verificar las condiciones en las que se encuentra el talud para llegar a tener valores casi exactos se empleara la matemática que utilizan varios autores esto con la finalidad de llegar a corroborar que los datos obtenidos son los correctos , en todo este proceso se tendrá una clara diferencia tanto en el cálculo de talud con corte y terraplenes , cada situación analizada será diferente yaqué la metodología de cálculo para los cortes será mucho más difícil que para los de terraplenes ,para el cálculo de las fallas mencionadas anteriormente los modelos matemáticos no aplican para todas ellas, es por ello que para los análisis de falla de flujos, erosión etcétera, esta no se logran analizar numéricamente ,esto es porque los métodos actuales no son los adecuados, además porque son muy complejos y su variedad es bien amplia respecto a las otras fallas, seguido a ello se mencionaran los métodos más utilizados para los análisis de taludes (Rico & Del Castillo , 1976, p. 45).

Falla rotacional con el metodo sueco, este metodo lo que busca es analizar de manera rapida la resistecia al esfuerzo cortante del suelo, se basa en los diferentes resultados de algunos ensayos sin consolidación y sin drenaje, por intermedio de los esfuerzos totales, la ley de resistencia que propone esta expresada de la siguiente manera.

$$\delta = cu$$

Para el análisis como primer paso, se comenzará predimensionando la altura que se desea analizar, el procedimiento para el cálculo está basado en el principio de A. Casagrande que propone analizar fallas que tienen origen en el pie del macizo al mismo tiempo fallas en la parte de la base todo este análisis se presenta en la siguiente figura, para estos casos el radio que tiene la curvatura será la letra R cuyo centro tendrá el valor de 0. (Rico & Del Castillo, 1976, p. 44).

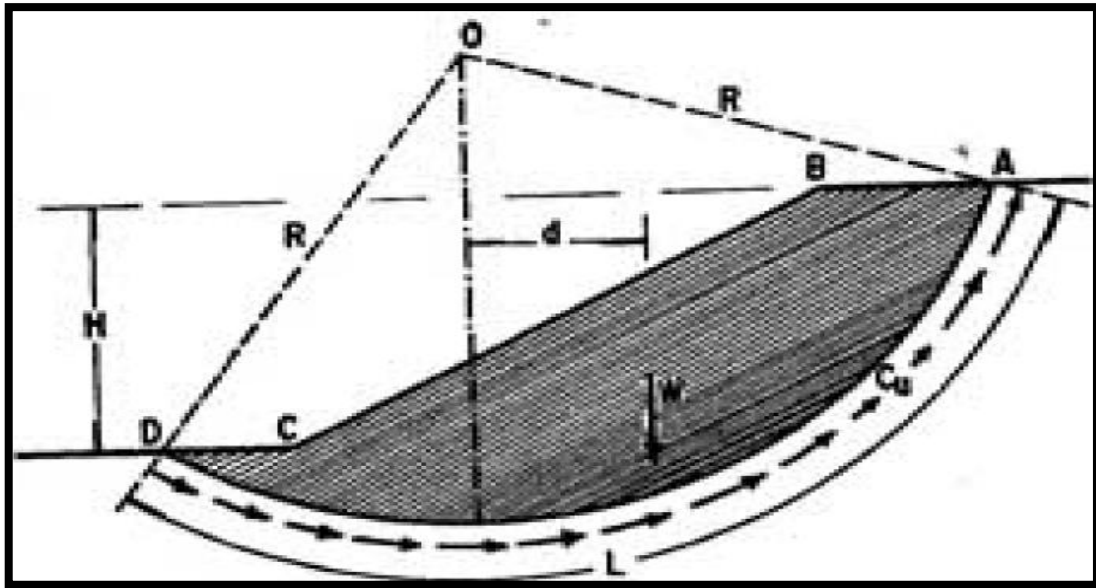


Figura 19: Plano que propone Casagrande para utilizar el método sueco, en suelo netamente cohesivos

Fuente: Rico & Del Castillo, 1976, p. 45

De la figura se puede decir que las fuerzas que actúan y producen el deslizamiento son el peso de (W), de las áreas ABCDA y si existiera una sobrecarga en la corana del talud también se la tomaría en cuenta, para calcular el (W) se tiene que considerar un espesor con sección unitaria en el sentido normal al plano, por otro lado todos estos pesos producen momento, a continuación se presenta la ecuación correspondiente.

$$M_n = \sum w_x p$$

Donde

$M_n$  = representa al momento normal actual

$W$  = peso

$P$  = brazo de palanca

Para este caso se incluye la sobrecarga que actuará a una distancia  $X$  así como también el peso del suelo, las fuerzas resistentes serán originadas por esfuerzos cortantes de toda la superficie de falla que se está analizando, cuyo momento en el mismo polo será el siguiente

$$M_r = c_u \times LR$$

En el preciso instante cuando empieza

$$M_n = M_r$$

Entonces la ecuacion para ese preciso instante sera

$$\Sigma wp = cu \times LR$$

Con esto se estaria llegando ala ecuacion del factor de seguridad del talud

$$Fs = (mr/Mn) = (cu \times lr / \Sigma wp)$$

Si se rempaza los valores en esta formula se llegara a obtener resultados de un factor de seguridad calculado.

Según Rico & Del Castillo (1976), mencionan que:

El factor de seguridad es igual ala unidad (1) cuando la falla es demasidada rapida. apartir de la ocurrencia, no exsite ninguna garantia si e vuelve a tomar un circulo para analizarlo y que te lleve a un factor minimo, es por ello que la ecuacion de factor de seguridad se tendra que analizar por medio de tanteo hasta llegar a resultados que tengan coherencia, este metodo solo analiza arcillas blandas que forman los taludes. (p. 317)

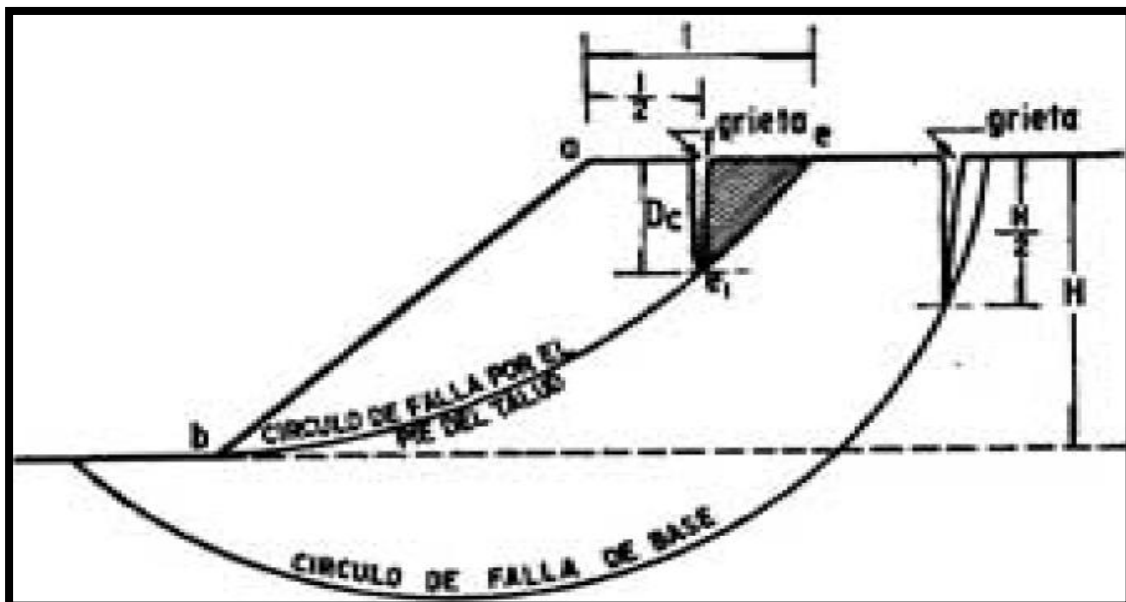


Figura 20: Agrietamiento de tensión en la corona del talud

Fuente : Rico & Del Castillo , 1976, p. 318

La nomenclatura se define de la siguiente manera:

abc:puntos que forman el talud

dc:profundidad de la grieta

e1:excentricidad de la grieta

t:corona de talud

Rico & Del Castillo (1976) nos menciona que:

Para llegar a determinar la posición del punto e1 se tiene que saber la posición de la grieta ,por otro lado en el círculo crítico que se desarrolla en la vertical desde el punto de la corona que se encuentra a una distancia de  $l/2$  del borde del talud, prolongándose hasta la superficie de falla base, cuando la grieta alcanza su máxima profundidad, es decir llega hasta la base de la falla base esta se define como un segmento de forma vertical que abarca desde la superficie de deslizamiento a la del terreno, llegando a ocupar una distancia de  $H/2$ . (p. 318)

Para el desarrollo de este trabajo de investigación solo se enfocara en los métodos más usados en el ámbito de la estabilidad de taludes como menciona Rico & Del Castillo (1976) “[...] el método más práctico es el método de Taylor, este método está basado generalmente en tablas y abacos que nos proporcionan resultados rápidos pero no precisos, para llegar a una precisión se tiene que hacer varios cálculos por tanteos donde los resultados que tengan correlación se tomarán para el factor de seguridad del talud” (p. 138)

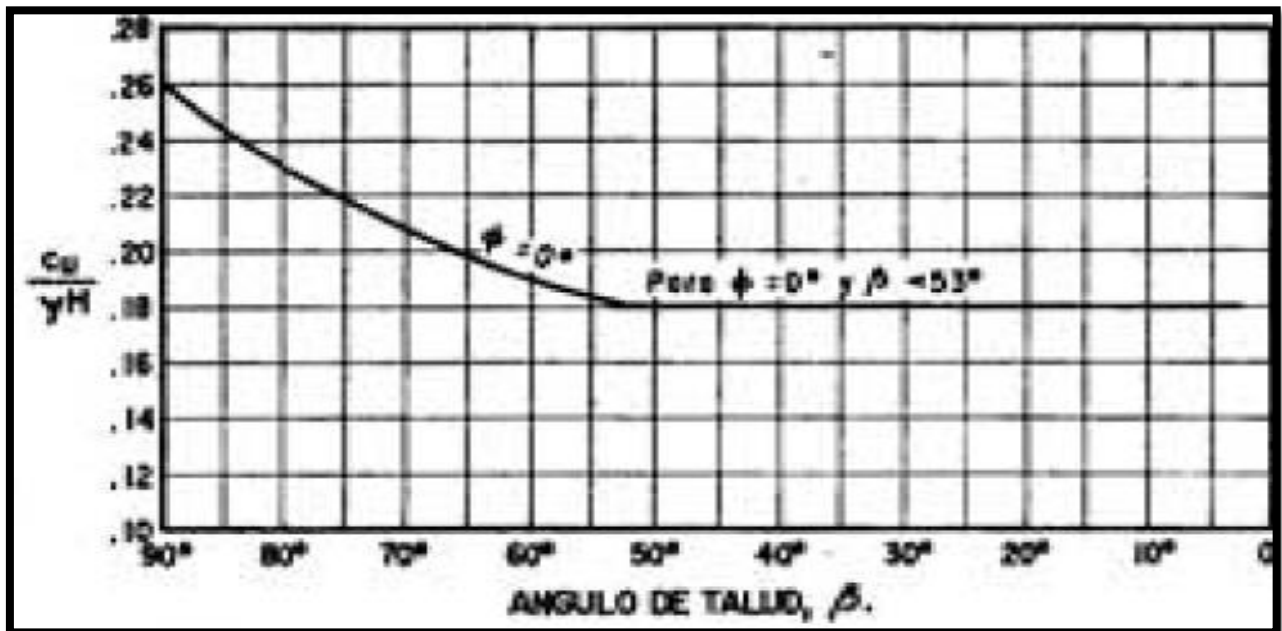


Figura 21: Valores de estabilidad en taludes de suelo cohesivos, homogéneos en el terreno de cimentación

Rico & Del Castillo (1976), menciona que: “El metodo que utilizo taylor relacionando la estabilidad de un talud cohesivo,homogeneo con el terreno de cimentacion ,a un numero que esta en funcion ala estabilidad definido por la expresion que se muestra a continuacion” (p. 139).

$$Ne = \frac{Cu}{\gamma m x h}$$

Rico & Del Castillo (1976), menciono que:

Este metodo se demostro que analiticamente como teoricamente que en cierta grafica que contenga ejes en las ordenadas valores  $N_c$  y en las abscisas valores del angulo de inclinacion del talud  $\beta$  en la figura que se muestra anteriormente el valor de  $\beta=53^\circ$  tiene una consideracion especial, con ello se dice que todas las inclinaciones de los taludes menores de  $53^\circ$  contienen las mismas condiciones de estabilidad, mismo  $Ne=0.181$  apartir de estas premisas se puede llegar a concluir que la falla mas critica se da en la parte de la base del circulo, si la inclinacion del talud es mayor que  $53^\circ$  entonces el numero de estabilidad es variable con la ley de si el angulo es  $\beta=53^\circ$  entonces el  $Ne=0.181$  y cuando la  $\beta=90^\circ$ ,  $Ne=0.26$  para este caso la falla mas critica ocurre en el pie del talud, con esto facilita el calculo porque rapidamente se encontrara en valor de  $Ne$  relaconado a cada inclinacion de donde se podra obtener el valor de  $C_u$ , necesario para el equilibrio en condicion critica,con estos resultados obtenidos se comenzara a comparar los resultados con la cohesion disponible en el suelo con la que se trabaja es por ello que se propone la siguiente relacion para definie el factor de seguridad (p. 319)

$$f_s = \frac{Cu(\text{disponible})}{Cu(\text{necesaria})}$$

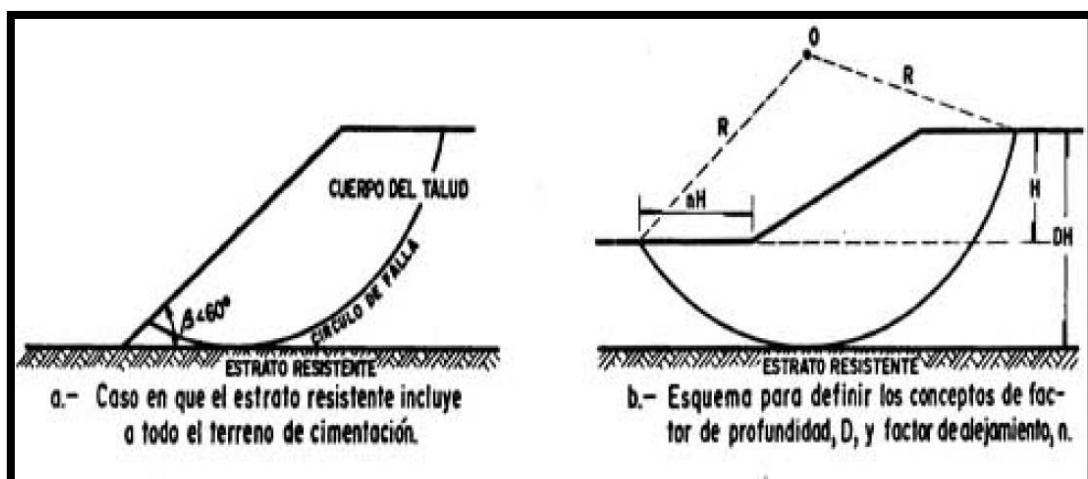


Figura 22: Circulo de falla en el talud con material (cohesivo), terreno de extractos resistente

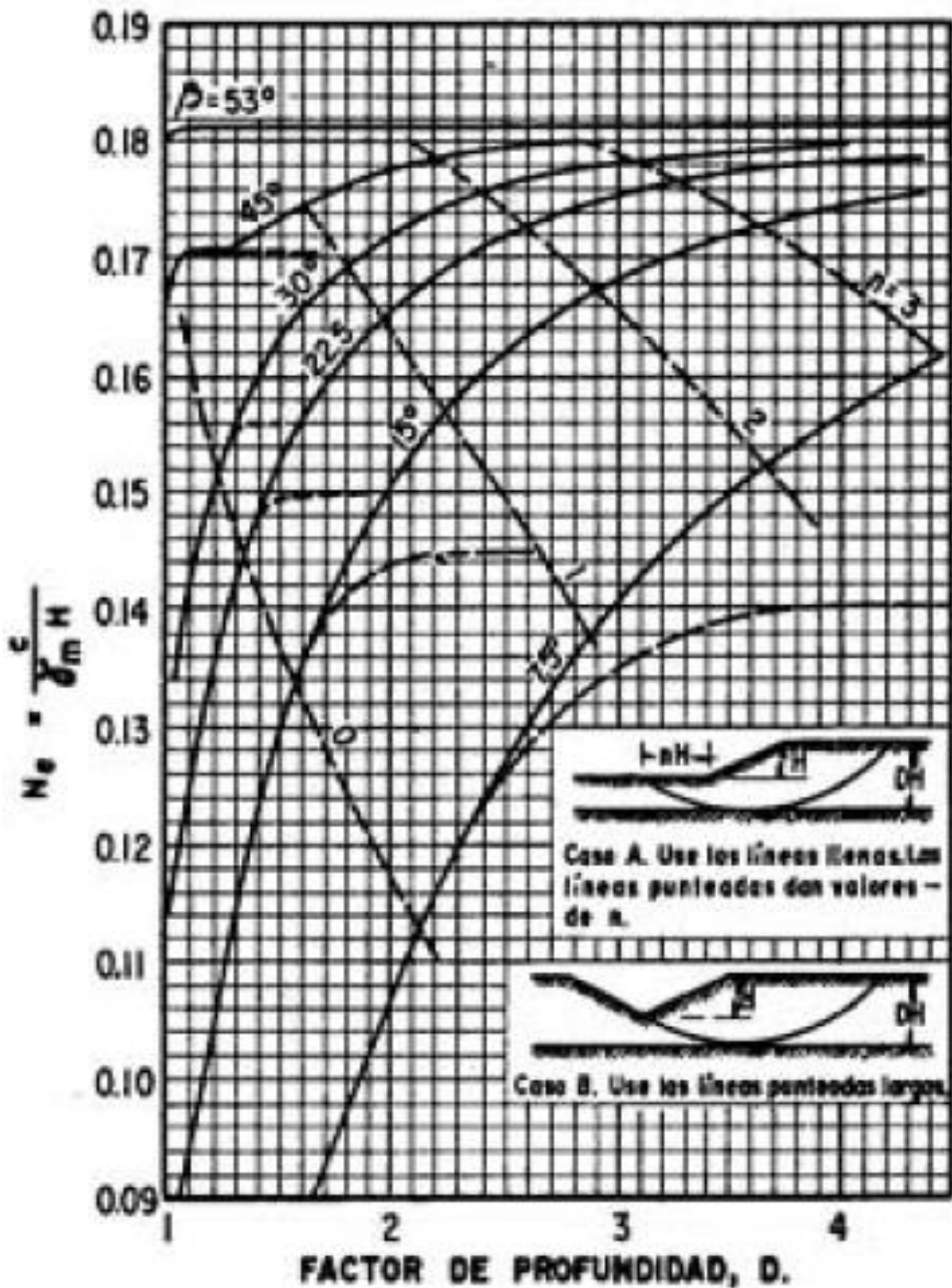


Figura 23: Abaco de Taylor para encontrar en factor de estabilidad como también el alejamiento en círculos tangentes a un estrato resistente

Método sueco resumido; para lograr entender este método a continuación se presenta de manera resumida Rico & Del Castillo (1976) en su libro nos dicen que:

El método sueco cuya ley de resistencia se expresa de la siguiente manera  $s=Cu+\sigma\tan\phi$  Ahora este método se utiliza para suelo con niveles de agua freática calculados por intermedio de los esfuerzos totales, donde los parámetros de resistencia que se vayan a obtener mediante ensayos en campo o también por intermedio de ensayos en laboratorios, basándose en el criterio y método de Fellenius para calcular los factores de estabilidad por intermedio de las dovelas. (p. 140)

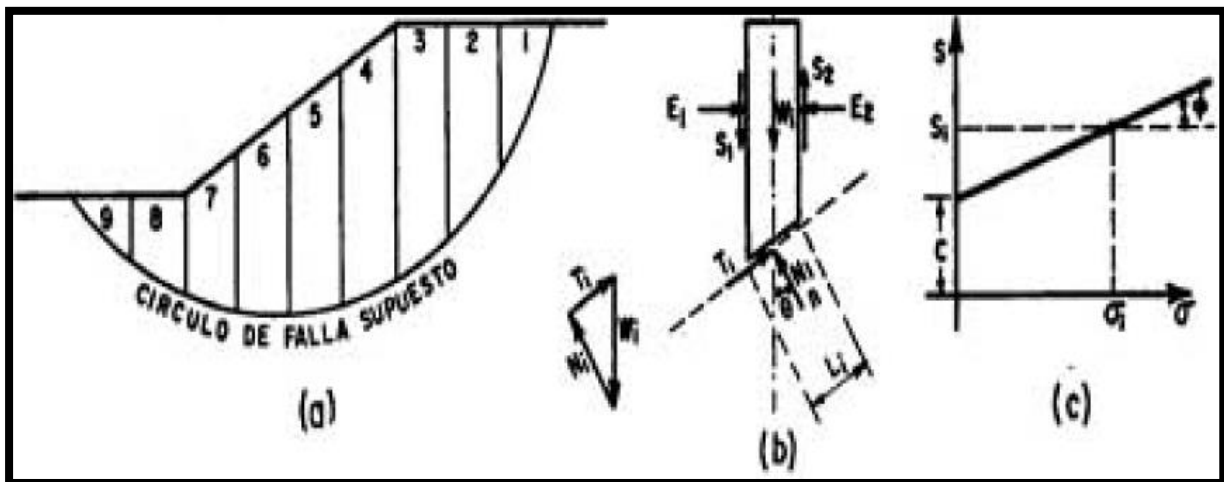


Figura 24: Formas de representar a las dovelas Fellenius

Fuente: Rico Rodriguez & Del Castillo , 1976, p. 140

Para utilizar este método en primer lugar se propone un círculo de falla y así mismo una masa de deslizamiento se divide en dovelas en todo el círculo de falla como se puede observar en la figura que se muestra anteriormente parte (a) en la parte (b) es la parte donde se descompone para ver donde están aplicadas las fuerzas que tiene cada dovela es importante conocer donde se asienta masa deslizante, si está situada sobre el nivel freático o sin nivel freático, y si por algunas razones con se considera la fuerza que ejerce el agua en el análisis, entonces las fuerzas que ejercen la masa deslizantes y las fuerzas que ejercen las dovelas deberán mantenerse en equilibrio, en cambio las fuerzas que se producen en E y S que actúan en el lado de las dovelas dependen netamente de las deformación-y el esfuerzo del material es por ello que no están exigente el evaluarlas. (Rico & Del Castillo, 1976, p. 141)



este metodo propone una formula para determinar el factor de seguridad de estabilidad del talud

$$F_s = \frac{m_r}{M_m} = \frac{\sum s_i \times L_r}{[t_1]}$$

De donde el momento nominal esta expresado de la siguiente manera

$$M_m = R \sum |T_1|$$

$$M_r = R \sum S_1 L_1$$

Método sueco para taludes con bajo nivel freático, este método también propone soluciones para los análisis con esfuerzos de los macizos que estén situados en bajos de nivel freático, como también en suelos asentados bajo condiciones de flujo, para poder realizar este análisis se lo realizara por los esfuerzos efectivos para Rico & Del Castillo (1976), nos dice lo siguiente: “el metodo de las dovelas que se presenta para el caso de taludes sobre el nivel freatico sigue siendo valido solo lo unico que cambia con las consideraciones sobre las ferzas que actuan en las dovelas” (p. 143)

Para metodologia de analisis el material que se va a estudiar son sumergidos en tal condicion ,de donde los pesos del material son sumergidos de tal manera que se puede analizar tambien se consideran los pesos totales des maeterial que se asienta sobre el nivekl freatico y las presiones del agua que actuan en la dovela en la siguiente figura se muestra un como esta compuesto un talud que fuerzas actuan sobre, el tipo de la superficie es circular que se esta considerando de tal manera que esta comprende como uno de los tateos que se deben realizar ,se tiene que hacer un analisis de la dovela para saber que fuerzas actuantes estan interviniendo en la dovela convencional, en la parte (b) de la figura se presenta que el poligono dinamico de que efectuan el equilibrio de la dovela , en la parte (c)se observa las descomposiciones de las fuerzas que actuan sobre la dovela, para la parte (d) el poligono que representa la superficie y al mismo tiempo la base donde las fuerzas son cero tanto en E y S en las caras verticacales de la dovela que se esta analizando (Rico & Del Castillo, 1976, p. 322).

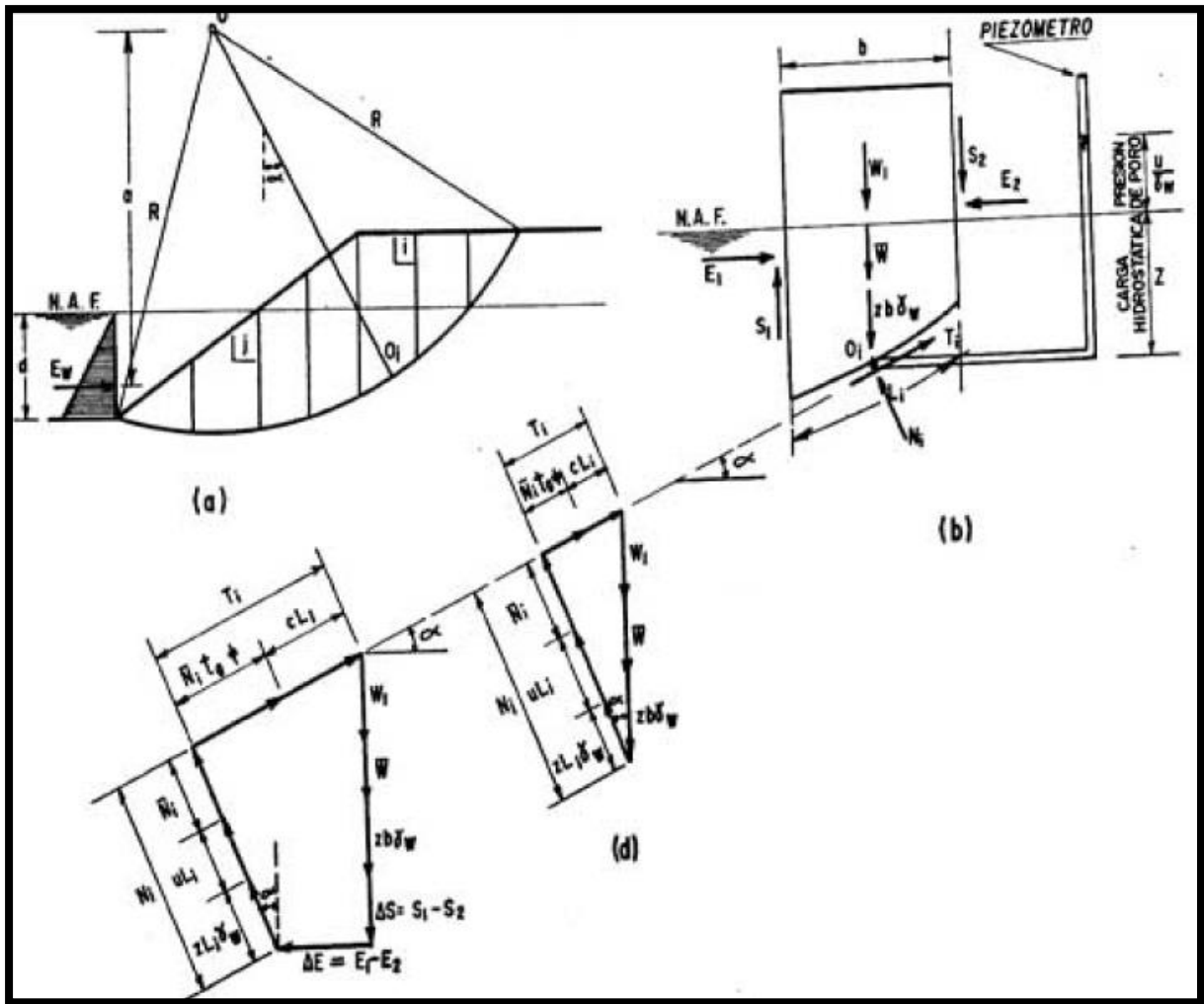


Figura 25: Aplicación del método sueco al caso del talud con flujo de N.A.F análisis con presiones de poros

Fuente: Rico & Del Castillo, 1976, p. 322

Para este caso el momento estabilizante o motor será de la siguiente manera según (Rico & Del Castillo, 1976, p.322)

$$M_m = \sum (W_1 + \tilde{C} + Zb\gamma_w + u)$$

También se tiene que considerar las presiones bajo el agua por lo tanto las dovelas estarán en equilibrio

$$\sum z b \gamma_w . R \text{sen} \varphi = 1/2 \gamma_w . d^2 . a$$

El efecto de empuje hidrostático que produce el agua se encuentra en la ubicado en el pie del talud para este caso el momento puede quedar de la siguiente manera

$$M_m = \sum (W_1 + W_2) R . \text{sen} \varphi = R \sum T_i$$

El momento estabilizante dependera del peso de la dovela que se este analizando su direccion de deslizamiento esta dada por  $T_i$ , el momento resistente estara en funcion de la resistencia de los esfuerzos al corte que se generan en la base de la dovela, la resistencia se podria calcular de la siguiente manera si se multiplica el peso de la dovela por  $(w_1+W_2+zbyw)$  por  $\cos\alpha$  esto dara como resultado la fuerza normal total  $N_i$  este valor obtenido de dividira en entre  $L_i$  , el resultado nos propociaada la presion norma total en la base de la dovela  $\sigma_i$  conociendo este valor ya se puede saber la presion normal efectiva  $\sigma_e$ .

$$\sigma_{ef} = \sigma_i - z\gamma_w - u = \sigma_i - u$$

con este valor se podra trabajar la envolvente de fuerza de resistencia al F cortante con la base de los esfuerzos efectivos para llegar a tener  $S_1$  que se le denomina resistencia al esfuerzo cortante que se tiene que considerar en la base de la dovela cuyo momento resistente valdra.

$$M_r = \sum s_1 \cdot L_i \cdot R$$

El factor de seguridad relacionado al circulo sera de  $F_s = \frac{\sum (s_1 \cdot L_i)}{\sum T_i}$

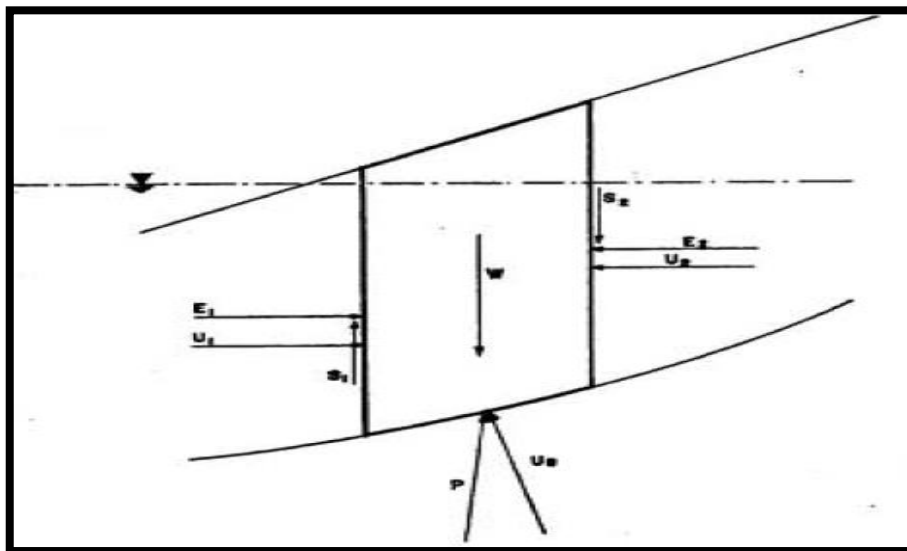


Figura 26: Fuerzas actuantes en una dovela análisis con fuerzas de filtración

Fuente: Rico Rodriguez & Del Castillo, 1976, p. 325

## Metodo de equilibrio limite

Según Gonsales, Ferrer, Ortuño, & Oteo, (2002) mencionan que:

Este metodo es el mas utilizado en la estabilidad del taludes , estan enfocados en analizar el equilibrio de las masas en situaciones vulnerables y consiste en hacer una comparacion de las fuerzas tendentes al movimiento con las fuerzas resistentes que se llegan a oponer al mismo alo largo de una determinada superficie de rotura (p. 446)

Para llegar a plantear las ecuaciones que daran origen ala estabilidad del talud se tiene que plantear algunas hipótesis, como la geometria de la superficie de rotura donde permita los deslizamientos, y se puede lograr el analisis ,como segunda hipotisis se tendra que evaluar si las fuerzas que actuan sobre la superficie de rotura se puedan analizar ya sea manualmente como tambien a travez de programas que nos ayuden a obtener los resultados con rapidez, como tercera hipotitis el factor de seguridad de expresa de la siguiente manera. (Gonsales , Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002, p.446).

$$F = \frac{\text{FUERZAS ESTABILIZADORA}}{\text{FUERZAS DESESTABILIZADORAS}}$$

O tambien se puede expresar en forma de tensiones

$$F = \frac{\text{TENSIONES TANGENCIAS RESISTENTES}}{\text{TENSIONES TANGENCIALES DESLIZADORAS}}$$

Una vez encontrado el factor de seguridad se tiene que hacer otro analisis para llegar a determinar un factor minimo de seguridad ( $F_{min}$ ) para llegar a saber la zona critica de falla de rotura, en otros casos el factor de seguridad se puede determinar considerando que la superficie no tiene fuerzas que actuen y traten de desestabilizarlo, que solo tengas las fuerzas provocados por el peso propio ( $W$ ) del material ,la cohesion  $C$ , y la de friccion del plano (Gonsales , Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

Expresión sin fuerzas que actúen sobre el plano

$$F=(R_c+R_\phi)/S$$

Donde:

$F_c$ = fuerzas cohesivas= $cA$

$R_\phi$ =fuerzas friccionales = $W \cdot \cos\alpha \cdot \text{tg}\phi$

$A$ =área del plano de rotura

En algunos casos si es que existiera presión por el producto de agua que se encuentre sobre la superficie de falla siendo  $U$  la fuerza que se considera y que actúa sobre la superficie, se expresa

$$R_\phi = (W \cos\alpha - U) * \text{tg}\phi$$

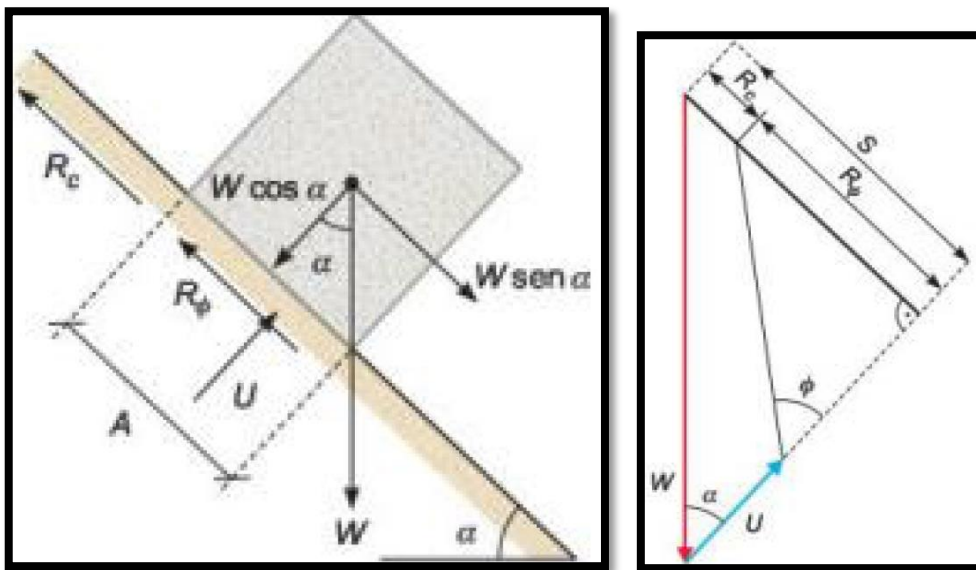


Figura 27: Fuerzas que actúan sobre la superficie de rotura del talud

Fuente: (Gonsales , Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

De este diagrama se puede decir que las fuerzas desestabilizadoras están en función en ,a)componentes del peso que está en la dirección de plano de rotura  $W \cdot \sin\alpha$ , b) resultante de las presiones intersticiales o del agua  $U$  que actúa en dirección a la superficie de rotura, c)cargas que actúan en los exteriores estática y dinámicas ejercidas sobre el talud contrarias a la estabilidad , y las fuerzas estabilizadoras, están en función de las siguientes premisas, a)resistencia al esfuerzo cortante del terreno, debida a la cohesión y rozamiento interno movilizados a lo largo de la superficie de rotura, b) componentes del peso actuando normal a la superficie de rotura  $W \cdot \cos\alpha$  , c) fuerzas exteriores a favor de la estabilidad (Gonsales, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002,p. 447).

## Método por el talud infinito

Según Gonsales , Ferrer, Ortuño, & Oteo, (2002), nos menciona que

Este método se basa en una Hipótesis tomada de toda una longitud de la zona de rotura en la parte plana superficial que se encuentra paralela al talud, cuya situación se puede considerar como infinita respecto al espesor deslizado, este método se utiliza para la estabilización de taludes en laderas naturales. (p. 447)

Para el análisis se tiene que coger una sección de rebanada del talud sometida lateralmente a los empujes de E1d y E2d y a su vez su propio peso W en la base, ya que este peso genera una fuerza tangencial deslizante , la componente w es paralela a la del talud ,generando una especie de rozamiento en dicha base, esto por la acción de la componente normal ,la acción del rozamiento interno del suelo se opone al deslizamiento mediante su componente tangencial o de manera paralela al talud ,se tiene que evaluar si es que existe cohesión yaqué este produce una fuerza resistente, si es que no hubiera cohesión la expresión se presentara de la siguiente forma (Gonsales , Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002, p. 447).

$$F = \frac{\tau}{S} = \frac{\sigma n \cdot tg\varphi}{s} = \frac{tg\varphi}{tg\alpha}$$

De donde

$$\sigma n = \frac{W \cdot \cos\alpha}{1} = \gamma \cdot H \cdot \cos^2 \alpha$$
$$S = \frac{W \cdot \text{SEN}\alpha}{1} = \gamma \cdot H \cdot \text{sen}^2 \alpha$$

El termino 1 es la base rebanada  $\varphi$  es el rozamiento efectivo y  $\gamma$  viene hacer el peso específico del suelo en la figura que se muestra a continuación se puede llegar a visualizar las fuerzas que produce las los pesos del macizo como también los la fuerza que provoca el agua teniendo en cuenta que este método estudia las fallas de rotura planas en los macizos infinitos ,también analiza diferentes tipos de terreno que tengas las mismas características uno del otro ,su aplicación también se puede dar en fallas de rotura poligonales como también por cuña, como primer paso se revisa y se plantea que toda la parte que se esté analizando este en equilibrio total de las masas deslizantes

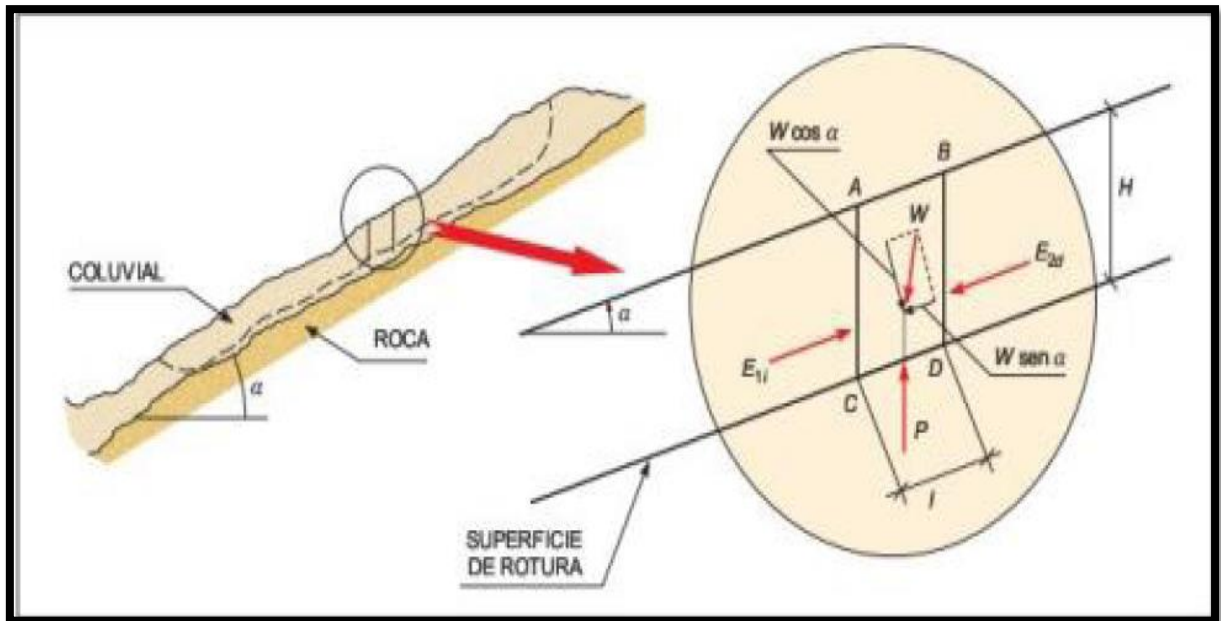


Figura 28: Rotura plana en un talud infinito

Fuente: Gonsales , Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002, p. 345

$$F = \frac{(\sigma n - u) \cdot \operatorname{tg} \varphi}{s} = \frac{(\gamma \cdot H \cdot \cos^2 \alpha - u) \operatorname{tg} \varphi}{\gamma \cdot H \cdot \operatorname{sen} \alpha \cdot \cos \alpha}$$

$$= \left(1 - \frac{ru}{\cos^2 \alpha}\right) \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha}$$

Donde

$$ru = \frac{u}{\gamma H} \text{ es un coeficiente de presión intersticial}$$

Si es que en la superficie que se está analizando existiera una filtración paralela al talud el factor ru se expresaría de la siguiente forma:

$$ru = \frac{h\%w}{H\gamma} \cos^2 \alpha$$

H=altura del agua sobre la plataforma de deslizamiento con este con estas recomendaciones

define que factor de seguridad  $F = A \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha}$

Donde A esta en función de ru y de α cuando existe cohesión en el terreno de plantea la siguiente formula

$$F = \frac{(\sigma n - u) \operatorname{tg} \varphi + c'}{S}$$

La ecuación final quedaría de la siguiente manera

$$F = A \frac{\operatorname{tg} \varphi + c'}{\operatorname{tg} \alpha} + B \frac{c'}{\gamma H}$$

Donde  $B=1/(\cos.\text{sen}\alpha)$  parámetro que depende la inclinación del talud

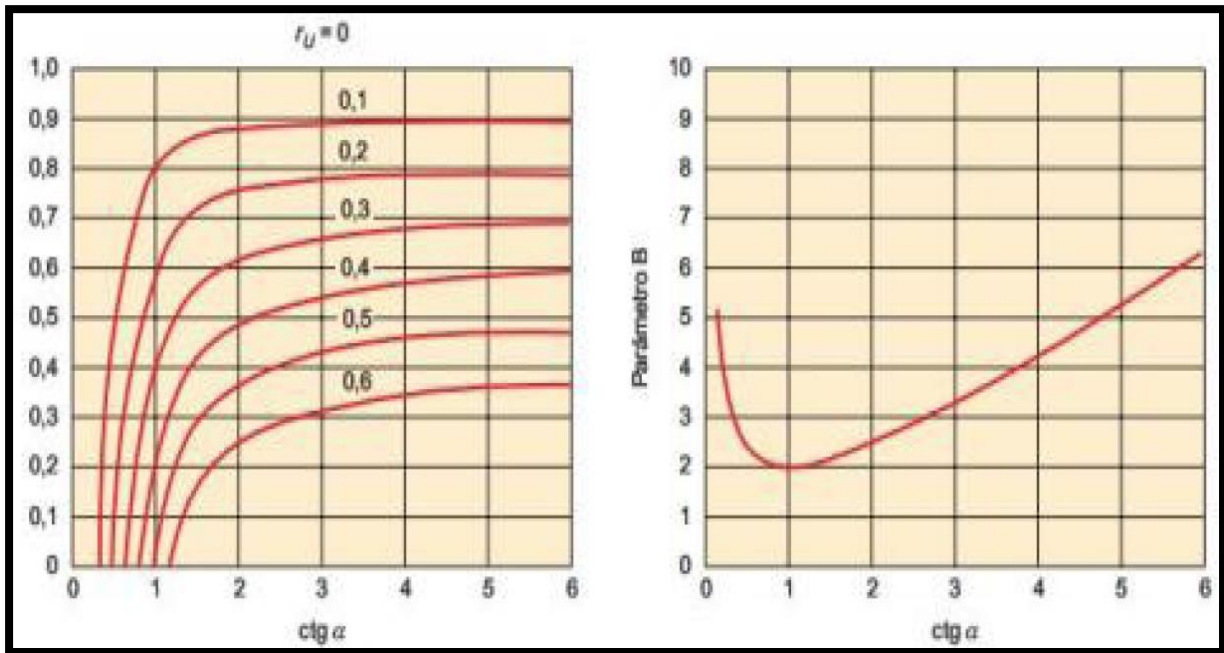


Figura 29: Ábacos para el cálculo de estabilidad de taludes infinitos

Fuente: Gonsales , Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002, p. 343

Información del suelo del lugar de estudio, como características del suelo; mi tesis se encuentra en la zona 3 el cual el tipo de suelo según la Empresa Bustamante, wiliams consultores s.a.c, 2011, p. 61) son suelos flexibles con extractos de gran espesor, el Perú se considera que esta dividido en tres zonas sísmicas, como se aprecia en la figura N° 30 la zonificación propuesta se basa principalmente en la distribución espacial de la sismicidad observada.





Figura 30: Zonas sísmicas definidas en la norma técnica E.030 de diseño sismo resistente.

Fuente: RNE

Tabla 1

Parámetros de diseño De la norma técnica de edificaciones E.030 para el diseño sismo resistente se obtuvieron los parámetros del suelo en la zona de estudio.

Factores	Valores
Parametro de zona	Zona 3
Suelo tipo	Z(g)= 0.4
Amplificacion del suelo	S -3
Periodo predominante de vibracion	Tp=0.9seg
sismico	C=0.60
Uso	U=1

Fuente: Empresa Bustamante, wiliams consultores s.a.c, 2011, p. 62

Propiedades físicas del suelo; para conocer las propiedades físicas de los suelos serán definidas mediante ensayos de laboratorio aplicando las normas actuales de mecánica de suelos para cada uno, como se indica a continuación: Granulometría; límite de consistencia; límite plástico; índice de plasticidad; clasificación SUCS; ángulo de fricción; cohesión; capacidad portante; peso volumétrico.

Geología del lugar de estudio; en la presente tesis se describirán los aspectos geológicos más importantes relacionados con la geomorfología, la lito-estratigrafía, la geología estructural la geodinámica y la sismicidad de la zona de estudio, el conocimiento de estos temas permitirá a conocer la existencia y el origen de los problemas geodinámicos externos y su evaluación, así como la influencia en la seguridad de la carretera, sobre esta información se definirán las alternativas de soluciones más adecuadas

Según Empresa Bustamante, Williams consultores s.a.c, 2011, menciona que “Las rocas de más representativas se ubica en el tramo san Ignacio-puente integración km 00+000-km 47+085 pertenecen al sistema jurásico medio (hace++208 millones de años)” (p. 0.00009).

Estos suelos están representados por volcánico Oyotún que regionalmente está representado por volcánicos de variada naturaleza pero en la zona de estudio se ha observado bancos moderados a gruesos de lavas andesíticas de color (frescas) gris verdoso a gris violáceo pseudo-estratificadas que representan alteración hidrotermal (limonización y propilización) dándoles un color superficial marrón bronceo (Empresa Bustamante, Williams consultores s.a.c, 2011, p. 0.00009).

Formación de la era terciaria; para la empresa Bustamante, Williams consultores s.a.c, (2011) fue quien desarrolló este estudio del tramo 00+000 hasta el km 47+085 nos menciona que la era terciaria se forma en el distrito de Namballe extendiéndose regionalmente en secuencia volcánica sedimentaria en la zona de estudio se ha podido reconocer las tres unidades litológicas que se forman por correlación estratigráfica pertenece al sistema terciario inferior a medio (entre 38 a 65 años atrás) (p. 000011).

Geomorfología; en la zona de estudio se toma como referencia a una faja de sub-andina, la cual destacan una cadena de cerros y colinas del flanco de la cordillera occidental que vienen

hacer las montañas mas elevadas compuestas por los cerros que varian entre 1700 a 600 m.s.m.m estas represenan en general relieves de moderada hasta una fuerte pendiente.

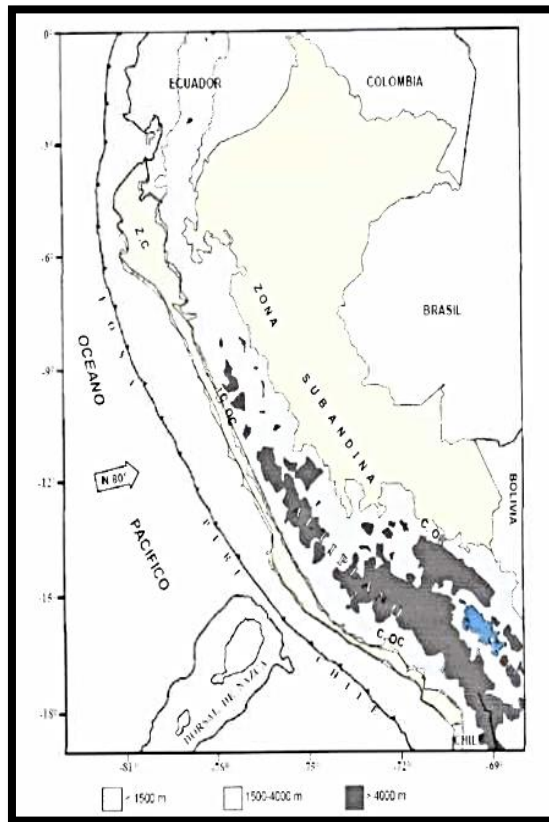


Figura 31: Principales unidades de geomorfológicas del Perú

Fuente: Empresa Bustamante, wiliams consultores s.a.c, 2011, p.000011

Descripción Geológica y geotécnica local, Acontinuacion se presenta una tabla de recomendaciones y observaciones de los suelos del tramo selecionado de trabajo.

Tabla 2

Clasificación de los materiales en la progresiva 46+740-47+085

N°	DESCRIPCION	CLASIFICACION	TALUD DE CORTE	OBSERVACIONES
PROGRESIVA (KM)	GEOLOGICA Y GEOTECNICA	DE MATERIALES PARA EXCAVACION	RECOMENDADO(H:V)	
259		ms rs rf	s/c	

46+740-	Deposito de	100	0	0	1:1
47+085	tipo proluvial				

---

Fuente: Empresa Bustamante, wiliams consultores s.a.c, 2011, p. 000054

Condiciones hidrológicas del lugar de estudio Namballe- puerto internación la Balsa

Clima y meteorología; esta informacion fue tomada de la empresa empresa Bustamante, wiliams consultores s.a.c que realizo los estudios hidrológicos e hidráulica del proyecto “construcción y mejoramiento de la carretera Chamaya –jaen-san ignacio-rio chanchis” en el tramo de san ignacio-puente integración con una longitud aproximada de 47.085km. se tomaron los reportes de registro de la estación de san ignacio, la cual se encuentra mas proxima al area de estudio.

Comportamiento climático temporal; para realizar y procesar la informacion se escogiera la de nivel medio mensual de las temperaturas precipitaciones y humedad relativa de la estación meteorológica san ignacio los resultados de dichos analisis se muestran el valor medio, valor maximo y valor minimo para cada una de las variables analizadas. (Empresa Bustamante, Wiliams consultores s.a.c, 2011, p. 002)

Temperatura media mensual provincia de san Ignacio; para esa fecha donde se obtuvieron los registros de la temperatura medio mensual se encontraban desde 19.65°C (julio) hasta 22.20°C(noviembre) los valores maximos que ascienden hasta 23.30(noviembre) y valores minimos que descienden hasta 19.3°C(julio) a continuación en la figura se muestra las temperaturas de la estación San Ignacio recogidas por la empresa (Bustamante, wiliams consultores s.a.c, 2011, p. 002)

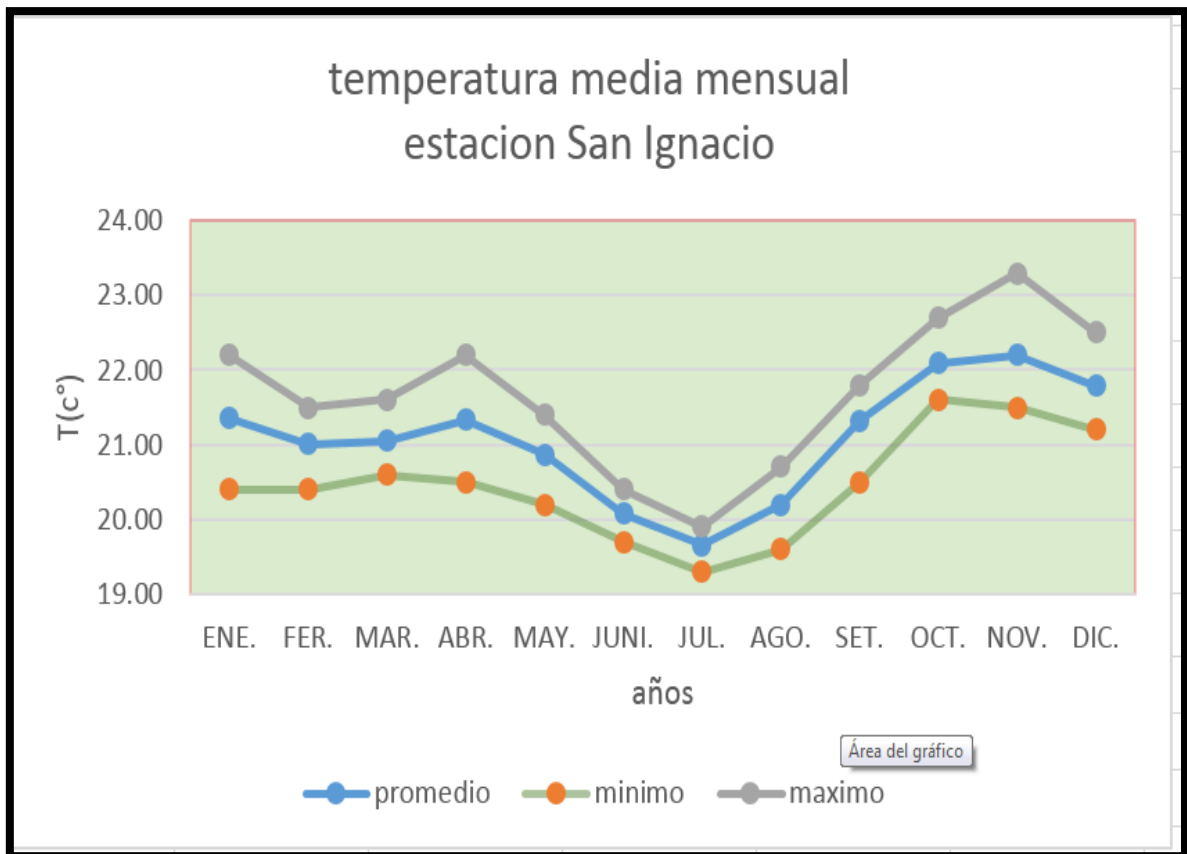


Figura 32: Máximas, promedio y mínimas temperaturas

Fuente: Elaboración propia

La humedad relativa que oscila en la provincia de San Ignacio según la empresa (Bustamante, Williams Consultores S.A.C, 2011, p. 002)

Esta entre 41.5% en (julio) y 76.5% en el mes de febrero los valores máximos ascienden hasta 94.0% en febrero y los valores mínimos descienden hasta un 21.0% mm en julio el promedio anual es de 55.

Tabla 3

Precipitación promedio máximas y mínimas estación San Ignacio/000242

**Estación:** SAN IGNACIO/000242

**long.** 78° 59' "W"

**Dist.** SAN IGANCIO

**Parametro:** PRECIPITACIÓN MENSUAL MAXIMA

**lat.** 5° 8' "S"

<b>Dto.</b> CAJAMARCA	<b>prov.SAN IGNACIO</b>												
<b>año</b>	<b>Ene.</b>	<b>Febr.</b>	<b>Mar.</b>	<b>Abr.</b>	<b>May.</b>	<b>Jun.</b>	<b>Jul.</b>	<b>AGO.</b>	<b>set</b>	<b>Oct.</b>	<b>nov</b>	<b>Dic.</b>	<b>anual</b>
1999	141.7	168.5	122.8	216.4	297.3	52.5	42.8	36.4	75.8	26.9	54.6	161.0	1,396.70
2000	68.3	132.7	225.3	205.3	118.8	118.7	48.8	85.7	88.2	29.2	39.2	79.9	1,240.10
2001	150.2	57.6	87.5	135.8	76.3	98.1	89.8	79.2	55.1	61.7	58.5	129.9	1,079.70
2002	50.5	239.2	91.4	160.4	135.9	28.4	74.1	29.8	22.2	140.3	112.5	73.6	1,158.30
2003	81.9	75.5	163.6	85.9	99.7	87.6	70.3	30.6	51.2	76.4	80.8	83.7	987.20
2004	36.5	74.0	71.5	117.7	105.3	62.5	51.9	30.1	72.7	190.0	140.2	102.3	1,054.70
2005	109.3	234.6	178.5	123.7	70.3	87.5	34.9	13.7	61.1	87.4	80.3	187.7	1,269.00
2006	64.4	89.1	115.6	71.5	69.5	81.4	29.1	30.9	36.9	86.4	118.4	124.8	918.00
2007	141.0	50.6	89.9	139.1	107.9	139.4	57.8	69.9	77.1	119.3	184.1	142.2	1,318.30
2008	90.9	249.0	244.9	99.9	114.1	50.4	93.8	92.2	65.1	136.6	123.6	39.3	1,399.80
<b>promedio</b>	<b>93.47</b>	<b>137.08</b>	<b>139.10</b>	<b>135.57</b>	<b>119.51</b>	<b>80.65</b>	<b>59.33</b>	<b>49.85</b>	<b>60.54</b>	<b>95.42</b>	<b>99.22</b>	<b>112.44</b>	<b>1,182.18</b>
<b>minimo</b>	<b>36.5</b>	<b>50.6</b>	<b>71.5</b>	<b>71.5</b>	<b>69.5</b>	<b>28.4</b>	<b>29.1</b>	<b>13.7</b>	<b>22.2</b>	<b>26.9</b>	<b>39.2</b>	<b>39.3</b>	
<b>maximo</b>	<b>150.2</b>	<b>249.0</b>	<b>244.9</b>	<b>216.4</b>	<b>297.3</b>	<b>139.4</b>	<b>93.8</b>	<b>92.2</b>	<b>88.2</b>	<b>190.0</b>	<b>184.1</b>	<b>187.7</b>	

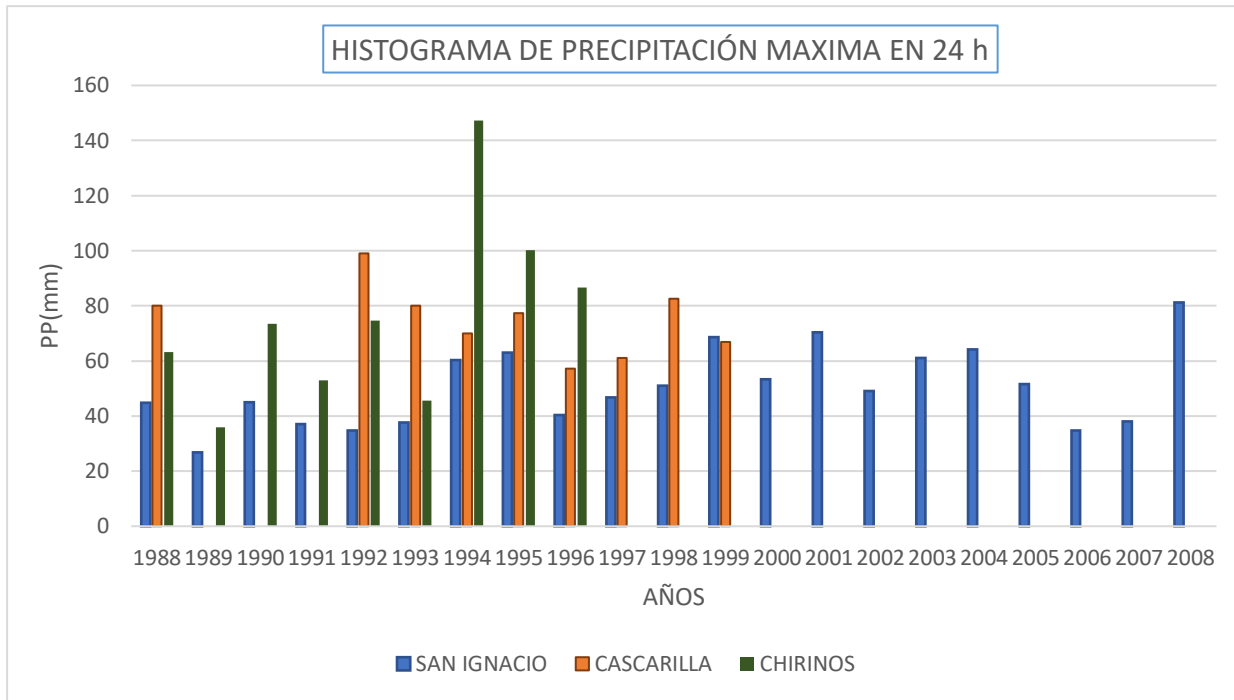
Fuente: Empresa Bustamante, Wiliams consultores s.a.c, 2011, p. 002

Estudio hidrológico: Precipitaciones las precipitaciones máximas, en promedio y mínimas en 24 horas se han obtenido de las estaciones de San Ignacio. Chirinos y cascarilla que son las que están más cerca al área de estudio en el siguiente cuadro se muestra las precipitaciones más relevantes de la época críticas de invierno.

precipitación	año	san ignacio	la cascarilla	chirinos
1	1988	44.8	80	
2	1989	26.9		
3	1990	45		
4	1991	37		63.3
5	1992	34.8	99	36
6	1993	37.7	80	73.5
7	1994	60.4	70	53
8	1995	63.1	77.4	74.6
9	1996	40.3	57.2	45.5
10	1997	46.7	61.1	147.2
11	1998	51.1	82.6	100.1
12	1999	68.6	66.8	86.7
13	2000	53.3		
14	2001	70.3		
15	2002	49		
16	2003	61.1		
17	2004	64.1		
18	2005	51.5		
19	2006	34.7		
20	2007	38		
21	2008	81.3		

*Figura 33: Precipitaciones máximas*

**Fuente:** Empresa Bustamante, Wiliams consultores s.a.c, 2011, p. 002

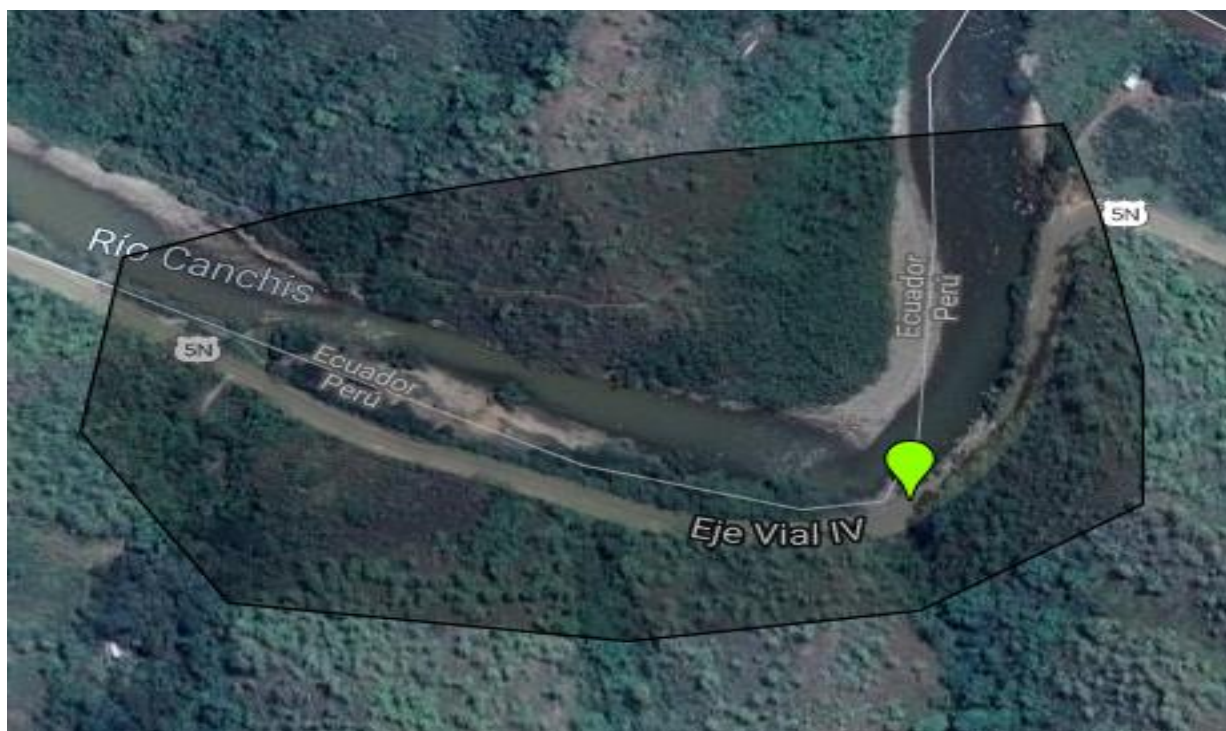


*Figura 34: Precipitaciones máximas*

Fuente: Elaboración Propia

Ubicación Geografía de la zona de estudio; el tramo de estudio se encuentra en la progresiva de la carretera 47+085 km llamado cueva de boa Namaballe –la Balsa-Cajamaraca las coordenadas del lugar de estudio son  $X=709700.4725000695, y=9449353.00636509$  zona=17s a continuación se presenta una fotografía del lugar donde se analizara el estudio de los muros de contención de concreto armado y con el sistema terramesh® con una área estimada sacada de Google maps de 11.7 ha la longitud del tramo que se tiene pensado analizar es aproximadamente de unos 20ml.





*Figura 35: Fotografía de la zona de estudio*

Fuente: google maps

Muros de contención; reciben el nombre de muros de contención porque estas estructuras están diseñados específicamente para el sostenimientos de cualquier material ya sea en estado líquido(agua) como también en estado sólido(suelos) ,sus diseños están direccionados para resistir fuerzas y empujes ya sea vertical como horizontalmente del material que está reteniendo, en consecuencia estos empujes tienden a originar algunas fallas de corte como de flexión, en el análisis de diseño principalmente se verifican los factores tanto de estabilidad ,volteo , deslizamiento, capacidad portante del suelo con ello nos aseguramos que la estructura no falle por estas condiciones que exige la norma.

Tipos y clasificaciones de los muros de contención: Estas estructuras se clasifican de dos tipos, rígidas como también flexibles, las características de los muros flexibles a estas estructuras se les denomina flexibles porque cuando existen movimientos bruscos proveniente de sísmicos o fuerzas de incremento por parte de los empujes de las tierras tienden a tener una deformación, aumentando de una forma significativa los empujes del suelo, las estructuras con mayor flexibilidad son las siguientes: terramesh Green paramesh, muros de tierra armada, gaviones, pantallas, estibaciones, terramesh.

Los muros flexibles se pueden clasificar en: Pantallas, Entibaciones y Suelo mecánicamente estabilizado por el sistema de terramesh

Muros de contención rígidos, son muros que soportan altas fuerzas producidas por los empujes de tierra de relleno, las deformaciones que existen son controladas por la rigidez que estos poseen

A estos tipos de muros se denominan: Muros voladizos, Muros por gravedad y Muros con Contrafuertes.

Variable dependiente Muros con sistema Terramesh® System Según Hurtado, (2011) menciona que “una estructura de suelo reforzado consiste en la introducción de elementos resistentes a la tracción convenientemente orientados dentro de una masa de suelo compactado, que aumentan la resistencia del suelo y disminuyen las deformaciones del macizo” (p. 13).

Este sistemas lo que proporciana al suelo inestables es reforzarlo de manera adecuada absorbiendo los esfuerzos y deformaciones del suelo ,yaque estos no son resistentes a esfuerzos a traccion ,pero si tienen capacidad suficiente para resistir esfuerzos a compresion.

Historia del muro de terramesh, según Toro (2014) menciona que:

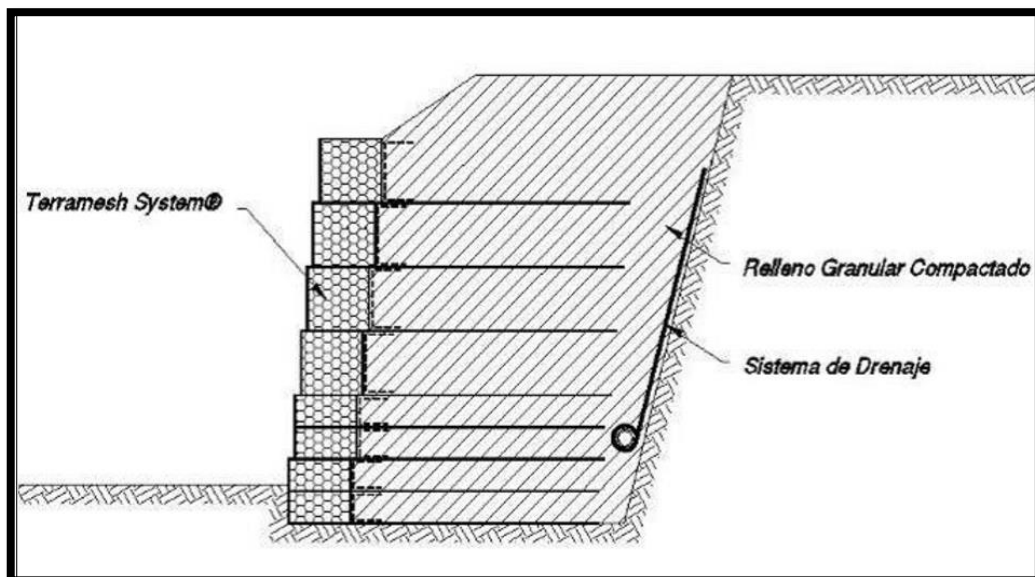
En épocas anteriores ya se utilizaban sistemas con refuerzos, en cual tuvo mayor impacto desde la época prehispánica donde comenzaron a construir muros para el mejoramiento del suelo, otros refuerzos usados en esa época también fue la utilización de la paja para refuerzo de los adobes hechos artesanalmente que actualmente todavía se conserva esa forma de construir en las zonas rurales olvidadas por las grandes autoridades, otra forma de la retención de tierras sueltas o aguas es la de colocar troncos, ramas de árboles estos métodos han sido usados en China cerca de unos 1,000 años y a lo largo del río Mississippi en los años 1880 en la actualidad sobresalieron métodos muchos más modernos como reforzar el suelo con muros de retención con ello lo que se busca es darle mayor estabilidad al suelo, de acuerdo a las investigaciones que realizó el arquitecto Henri Vidal a los inicios de los años 1960 el cual llegó a determinar de que el comportamiento de un muro con el sistema de tierra armada si funcionaba para estabilizar suelos con baja resistencia a la tracción, la primera construcción con este sistema fue realizada en California Estados Unidos en el año 1972 así mismo con este criterio de suelo reforzado el cual descubierto por el ingeniero Henri Vidal la empresa constructora Maccaferri implementó un sistema terramesh, siendo la primera estructura combinada con gaviones y suelo reforzado fue ejecutada en Sabad Malasia en 1979 teniendo un recubrimiento vertical de gaviones fue anclado al suelo por intermedio de tirantes de acero la estructura cubre una altura de 14 metros y soporta una atropista de mucha importancia (p. 84).



*Figura 36: Sistema de Muro Terramesh*

Fuente: Hurtado, 2017, p. 16

Características del sistema terramesh, este tipo muros tiene las mismas definiciones de un sistema de suelo reforzado pero de alguna se diferencia por la adaptación del los gaviones y por el refuerzo con malla sexagonal a triple torsion formando al elemento principal con refuerzo en todo el sistema ,geotextil clase 2 implementado el sistema de drenaje y el relleno compactado.



*Figura 37: Muro con terramesh*

Fuente: Hurtado, 2017, p. 18

### Ventajas de la estructura terramesh®

- ✓ Flexibilidad en la estructura. la estructura tiende a tener ciertas deformaciones facilitando una cierta posibilidad de acompañar los asentamientos del terreno de fundación cuando estos asentamientos ocurran.
- ✓ Permeabilidad en la estructura. Existe un parámetro frontal externo que garantiza el drenaje del terreno esto debido al vacío que existe entre las piedras.
- ✓ Simplicidad constructiva en la estructura. Este sistema es más fácil de construir ya que no se utiliza muchos equipos tampoco muchas herramientas.
- ✓ Versatilidad en la estructura. Su forma constructiva es capaz de adecuarse con paramento externo de manera vertical horizontal, inclinado, escalones según las necesidades que queramos satisfacer.
- ✓ Seguridad estructural en la estructura. Si existiera un incendio cerca de la estructura no causaría graves daños gracias a las mallas de acero que contiene

Propiedades físicas del suelo, para conocer las propiedades físicas de los suelos se analizaran mediante ensayos de laboratorio aplicando las normas actuales de mecánica de suelos para cada uno, como se indica a continuación; Granulometría, límite de consistencia, límite plástico, índice de plasticidad, clasificación sucs, ángulo de fricción, cohesión, capacidad portante, peso volumétrico.

Condiciones geométricas, geológicas y lluvia, se tiene que tener en cuenta algunos aspectos y criterios para determinar las dimensiones del muro con el sistema terramesh® para lograr obtener un diseño adecuado, la topografía del lugar nos será de mucha ayuda ya que nos proporcionará una representación de cómo es el lugar en sí, esto a través de las curvas de nivel y cotas del terreno, este análisis nos llevará a realizar con exactitud las gráficas de los cortes y también de los rellenos del lugar de estudio, con el fin de obtener un diseño de muro adecuado.

Ángulo de inclinación del parámetro frontal, el parámetro frontal del talud de suelo natural deberá ser cortado con un ángulo de inclinación superior a los 70° con el fin de evitar problemas de falla del talud el momento del muro de contención (Ayabaca y Salazar, 2018, p. 39).

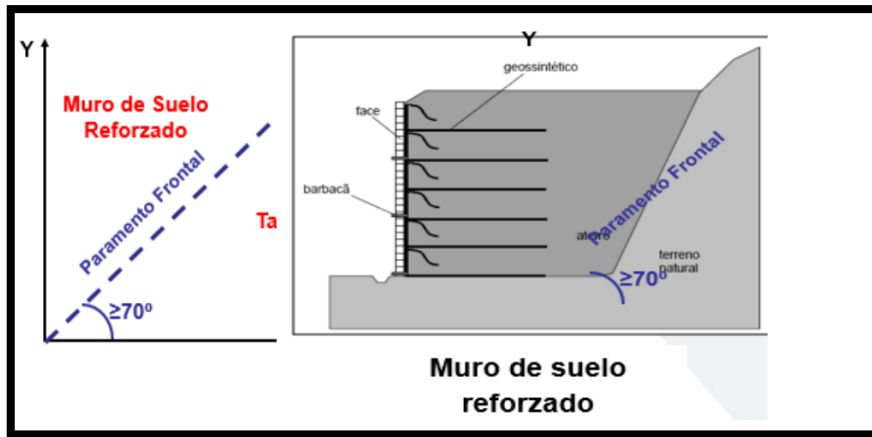


Figura 38: Angulo de inclinación del parámetro frontal

Fuente: Ayabaca y Salazar, 2018, p. 39

Partes un muro de sistema terramesh

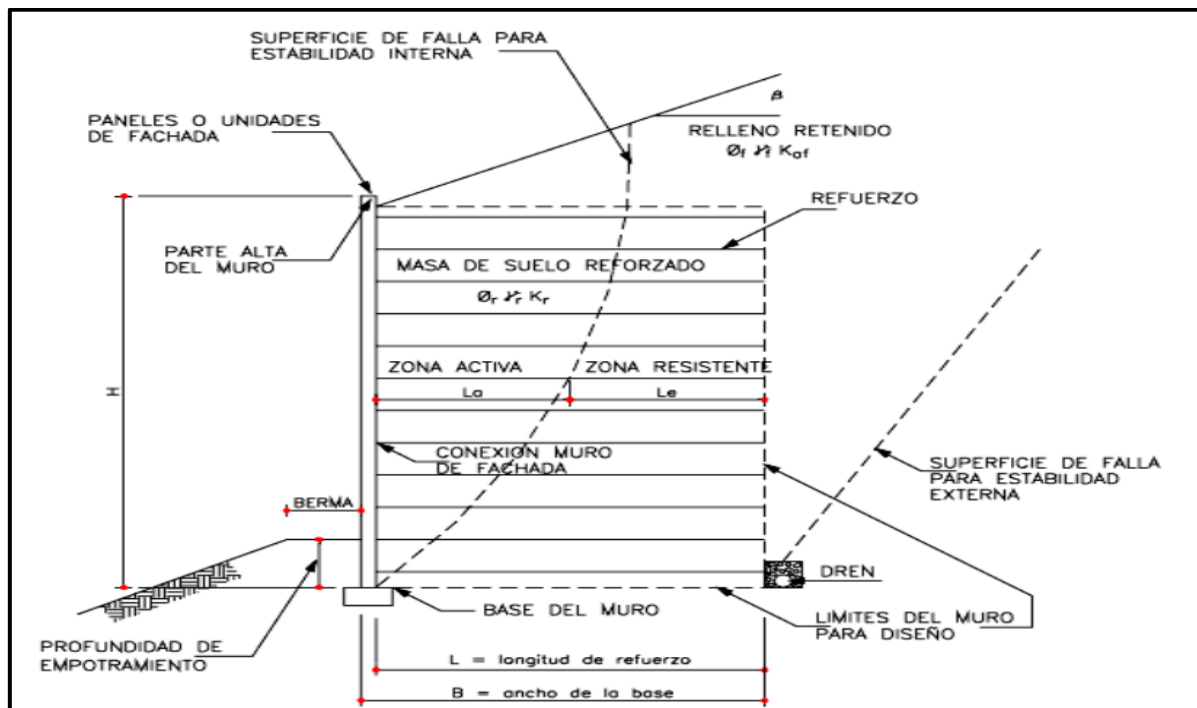


Figura 39: Componentes de un muro de suelo mecánicamente estabilizado mediante el sistema terramesh

Fuente: Ayabaca y Salazar, 2018, p. 40

En la figura se ha detallado sus partes y componentes por el cual esta compuesto ,en su diseño se las tiene que considerar tanto a la profundidad de empotramiento ,berma de seguridad ,y sus condiciones geometricas del muro como tambien longitud de refuerzo

Profundidad mínima de empotramiento de muros de Terramesh, para Ayabaca y Salazar, (2018) en su trabajo de investigacion no dice que “las profundidades minimas de empotramiento de los muros de contencion en funcion del talud adjunto al parametro forntal del muro” (p. 40).

*Tabla 4*

*Profundidades mínimas de empotramiento*

<b>Slopein from of wall</b>	<b>Minimum embedment depth</b>
<b>All geometries</b>	2ft miniminum
<b>Horizontal(wall)</b>	H/20
<b>Horizontal(abutments)</b>	H/10
<b>3H:1V</b>	H/10
<b>2H:1V</b>	H/7
<b>1.5H:1V</b>	H/5

Fuente: Ayabaca y Salazar, 2018, p. 41

Longitudes minimas de las bermas son de mucha importancia ya que evita que haya socavacion del suelo, esto mayormente se da en la base del muro es por ellos que se recomienda utilizar una longitud minima de berma 1.2m de la cara del muro hacia a fuera.

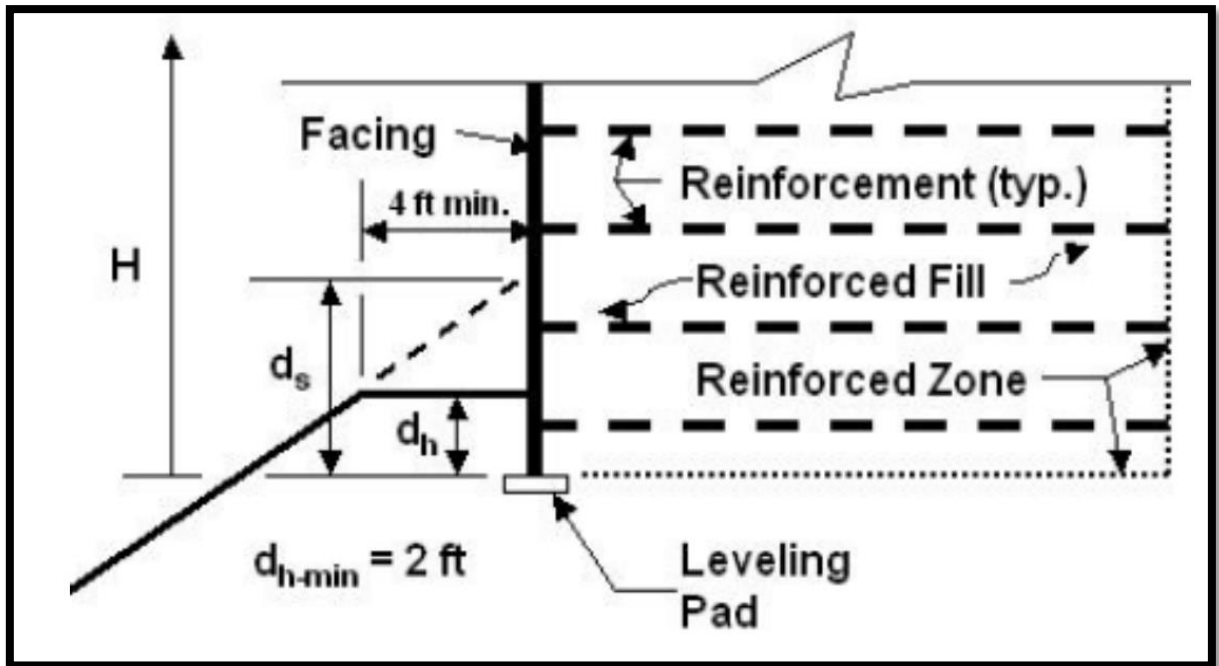


Figura 40: Longitud mínima de berma

Fuente: Ayabaca y Salazar, 2018, p. 41

Base del muro para el predimensionamiento de la base del muro de sistema TERRAMESH® se toma como referencia un 70% de la hatura total del muro, este factor puede siminuir cuando el suelo es rocoso.

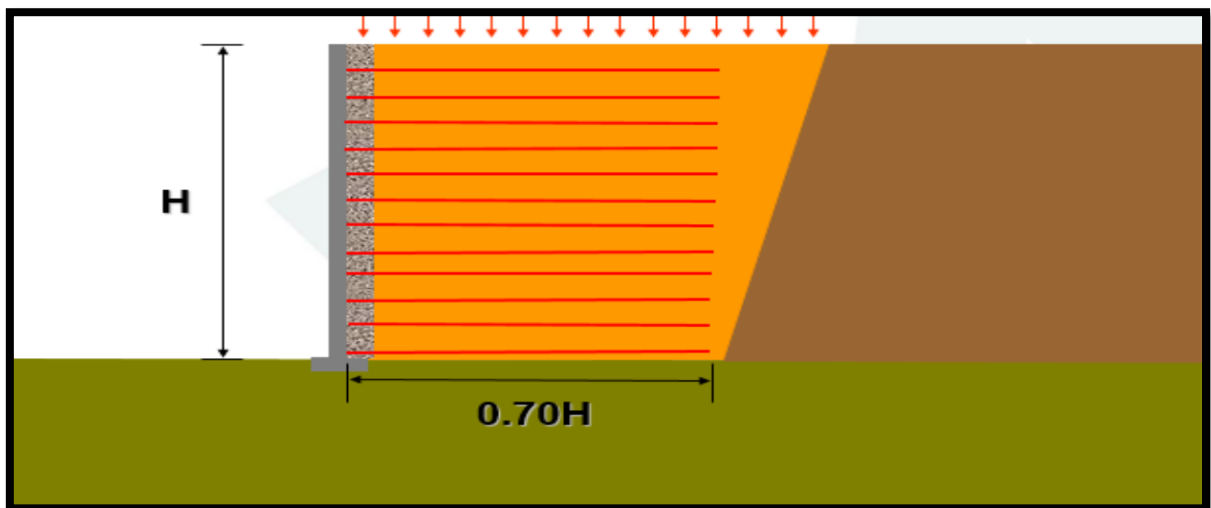
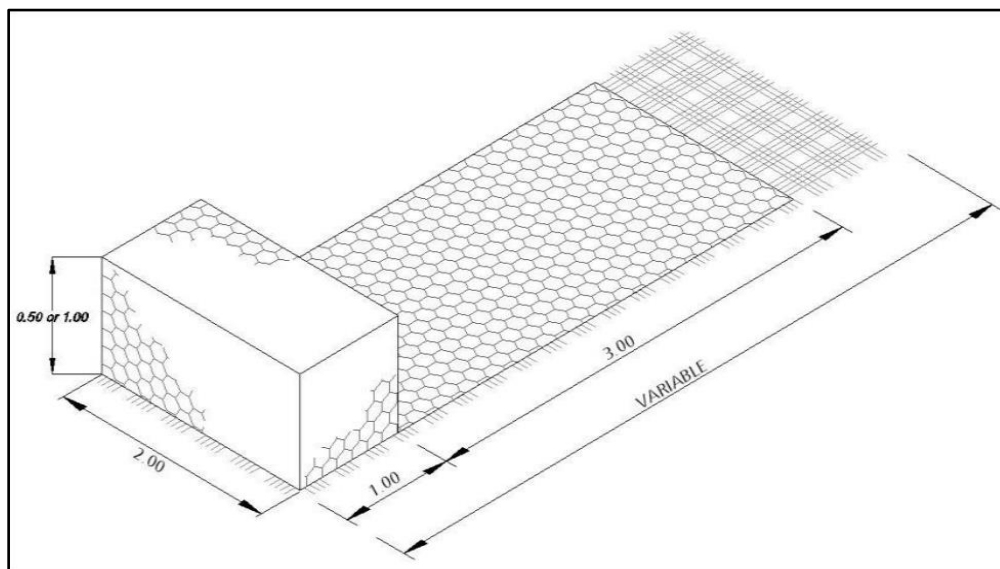


Figura 41: Parámetro para el diseño de la base

Fuente: Ayabaca y Salazar, 2018, p. 41

Geometría del muro sistema Terramesh, la geometría del elemento terramesh está relacionada con los factores de seguridad del muro, los empujes activos y pasivos, ocasionan las fallas de la estructura de acuerdo a ello se predimensiona las cajas de de terramesh que están fabricadas a base de mallas a triple torsión tensadas de forma hexagonal, su función es resistir cargas que emiten el suelo de relleno sobrecarga vehicular, etcétera.



*Figura 42: Características geométricas del parte frontal*

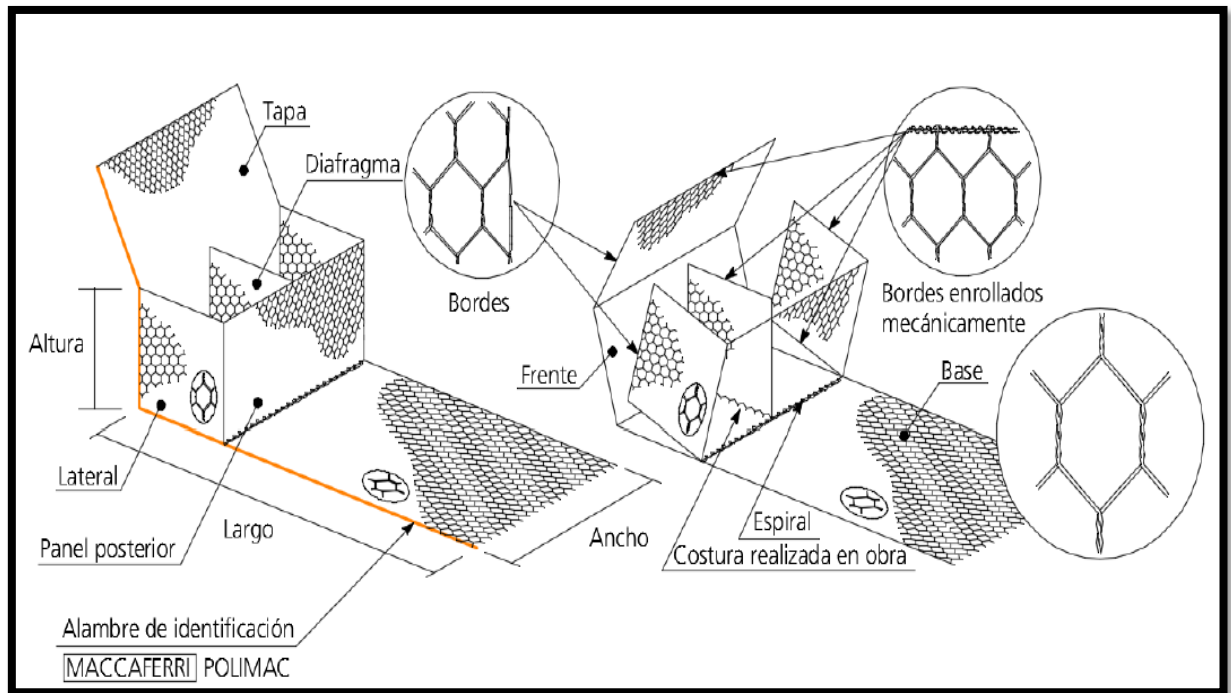
Fuente: Ayabaca y Salazar, 2018, p. 42

La empresa maccaferri – Especificaciones Técnicas (2018) señala lo siguiente “los elementos Terramesh System Maccaferri permiten la construcción de estructuras de suelo reforzado con parámetros externos escalonados (ligeramente inclinados en 6°) o totalmente verticales también trae el alambre de borde identificado, conforme la ilustración detallada al lado” (p. 005)

Para darle forma al elemento terramesh® se coloca las mallas a doble torsión según se haya predimensionado y luego se cose conforme detalle en el plano. Altamirano, Rivas (2014) señala:

Serán llenados con agregados de inter-trabazón de la malla con el suelo calidad que le proporcionarán al sistema una excelente apariencia externa y, además, contribuirá a la estabilidad estructural que se requiere. En la siguiente figura se observa el uso de las mallas a doble torsión para formar los elementos Terramesh. (p. 69)





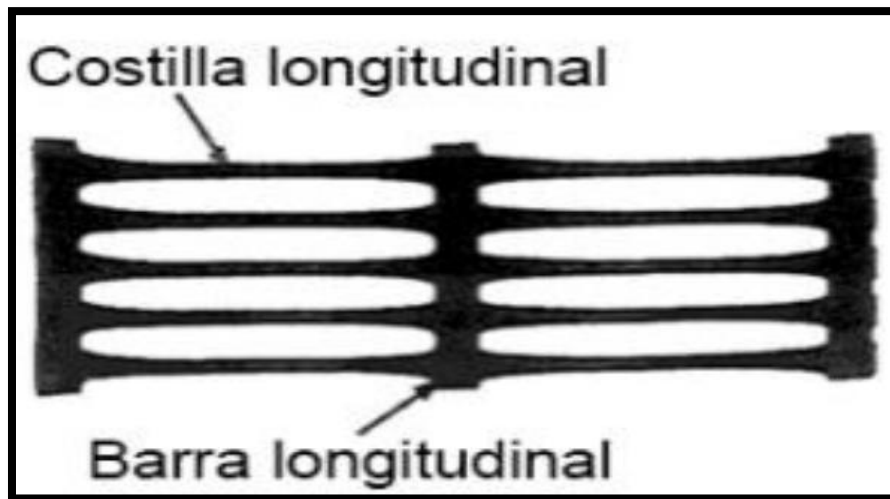
*Figura 43: Esquema de las cajas de malla a doble torsión*

Fuente: Departamento Técnico – Charlas Técnicas, MACCAFERRI, p. 005

Principales materiales de construcción para los muros de sistema terramesh Geomalla

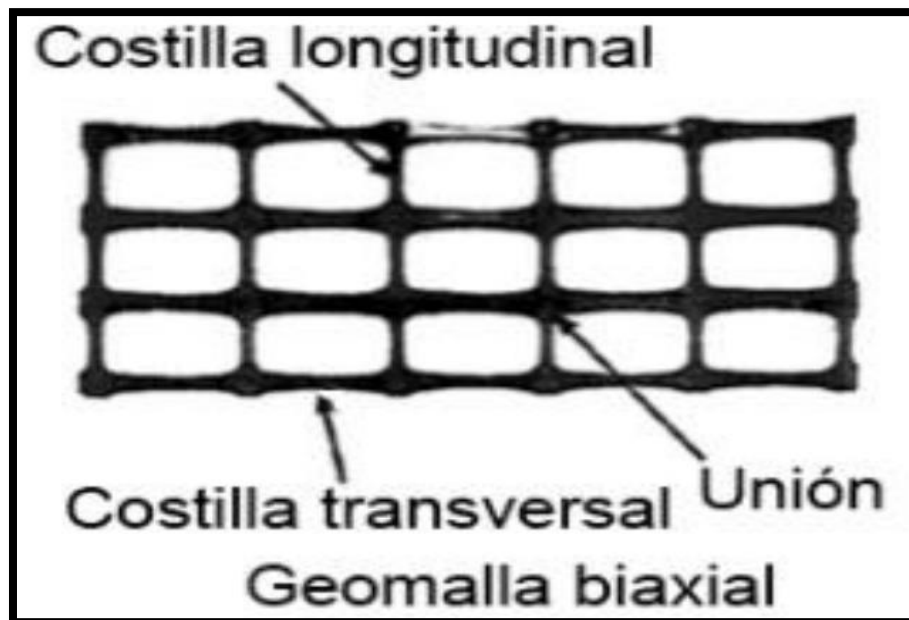
Es un material en forma de mallas que puede trabajar en dos direcciones sin ninguna dificultad, depende mucho del uso al que se le vaya a dar. Espada, (2017) Refiere que:

Poseen una alta resistencia a la tenacidad en el sentido longitudinal. Las un axiales son las más comunes y existen en hasta 6 diferentes resistencias. Poseen la ventaja, frente a los geotextiles, de ser más rígidas y, por lo tanto, deformarse menos, además de no acumular agua entre capas, sin embargo, por ser tan rígidas deberá emplearse un material distinto para la fachada. En la figura 4 puede apreciarse el detalle de una Geomalla. (p. 52)



*Figura 44:Geomalla uniaxial y biaxial*

Fuente: Espada, 2017, p. 52



*Figura 45:Geomalla uniaxial y biaxial*

Fuente: Espada, 2017, p. 52

Geomalla MacGrid WG, producida a partir de hilos de poliéster de alta tenacidad con revestimiento en pvc para la protección del núcleo resistente a los daños de instalación, ataques químicos, biológicos y ambientales. El uso de estas geomallas es en estructuras de muro de suelo reforzado y refuerzo en suelos blandos (Dávila y Morales, 2015, p. 52)

Malla hexagonal a doble torsión, Altamirano, Rivas (2015) nos dice que:

Este material es un componente principal para el armado de las cajas de terramesh su acero es esta diseñado especialmente para este tipo de estructuras seguida de una aleación denominada Galfan (aleación de Zn y Al) este material tiene incorporado plástico como recubrimiento para darle mayor vida útil Se le denomina a doble torsión debido a que dichas mallas están. (p. 67)

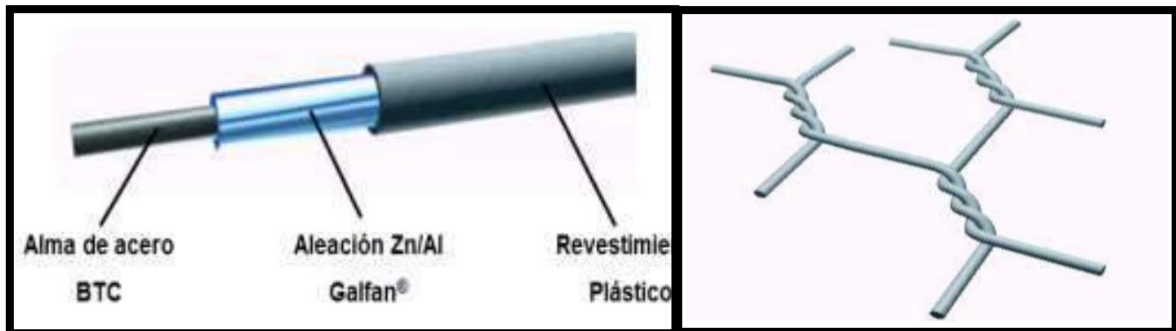


Figura 46: Malla a doble torsión

Fuente: Departamento técnico - charlas técnicas de maccaferri, 2018, p. 005

Propiedades de desempeño del Terramesh® System 60		Ø3,2 <sup>(1)</sup>	Ø3,4 <sup>(1)</sup>	Normas de referencia
Fuerza Máxima de Punción	kN	17,8	24	ASTM A975 <sup>(2)</sup>
Resistencia a la tracción del elemento de refuerzo <sup>(3)</sup>	kN/m	37	49	EN 10223-3
Resistencia de la conexión en el borde	kN/m	25	33	ASTM A975 <sup>(2)</sup>
Resistencia a la fisura del revestimiento polimérico	No presentar fisuras de acuerdo con el ítem 6.6 de la norma EN 10223-3			

Figura 47: Resistencias de las mallas estructurales

Fuente: Especificaciones técnicas de maccaferri, 2018, p. 006

Propiedades de durabilidad del Terramesh® System 60	Ø3,2 <sup>(1)</sup>	Ø3,4 <sup>(1)</sup>	Normas de referencia
Ensayo de abrasión	≥100.000 ciclos		NBR 7577 / EN 60229 <sup>(4)</sup>
Resistencia química en ambiente acuoso	pH de 1 a 14		conforme *QR code o **link
Resistencia a la corrosión y envejecimiento (ensayo Kesternich)	Menos de 5% de oxidación después de más de 250 ciclos		EN ISO 6988 (0,2 dm <sup>3</sup> SO <sub>2</sub> para 2 dm <sup>3</sup> agua) / EN 10223-3
Resistencia a la corrosión y envejecimiento (ensayo de niebla salina)	Menos de 5% de oxidación después de más de 6.000 horas de ensayos		EN ISO 9227 / EN 10223-3
Resistencia U.V. (Tracción y Deformación)	75% a 2500 horas		ISO 4892-3 <sup>(5)(6)</sup>
Temperatura de fragilidad	-35°C		NBR 8964 / EN 10223-3 <sup>(5)</sup>

Figura 48: Propiedades de durabilidad de los elementos de terramesh

Fuente: Especificaciones técnicas de maccaferri, 2018, p. 006

Propiedades dimensionales del Terramesh System® 60 <sup>(7)</sup>			
Largo de los elementos	m	4,0 <sup>(8)</sup>	
Ancho de los elementos	m	2,0	
Altura de los elementos	m	0,5	1,0

Figura 49: Dimensiones del terramesh

Fuente: Especificaciones técnicas de maccaferri, 2018, p. 007

Propiedades físicas y mecánicas			Normas de Referencia
Resistencia a la tracción de la malla <sup>(1)</sup>	kN/m	49	ISO 10319 / EN 10223-3
Resistencia de la conexión en los bordes	kN/m	33	ISO 10319 / EN 10223-3
Tensión de rotura de los alambres <sup>(2)</sup>	MPa	380 a 500 - Clase A	NBR 8964 / ASTM A641 / NB 709
Elongación en la rotura de los alambres <sup>(2)</sup>	%	13 - Clase A	NBR 8964 / ASTM A641 / NB 709
Tipo de malla		6x8	NBR 10514 / EN 10223-3
Diámetro del alambre de la malla	mm	2,4	NBR 10514 / EN 10223-3
Diámetro del alambre del borde	mm	3,0	NBR 10514 / EN 10223-3
Propiedades de durabilidad			Normas de Referencia
Revestimiento metálico		Zn90Al10-MM	NBR 8964 / EN 10223-3
Cantidad de revestimiento metálico <sup>(2)</sup>		230 g/m <sup>2</sup>	NBR 10514 / EN 10223-3
Adherencia del revestimiento metálico <sup>(2)</sup>		De acuerdo con la definición de las normas vigentes	NBR 8964 / ASTM A641 (Ítem 10)
Resistencia a la corrosión y envejecimiento (ensayo Kesternich)		Menos de 5% de oxidación del acero después de 56 ciclos	EN ISO 6988 (0,2 dm <sup>3</sup> SO <sub>2</sub> para 2 dm <sup>3</sup> de agua)
Resistencia a la niebla salina		Menos de 5% de oxidación del acero después de 2000 horas de ensayos	EN ISO 9227

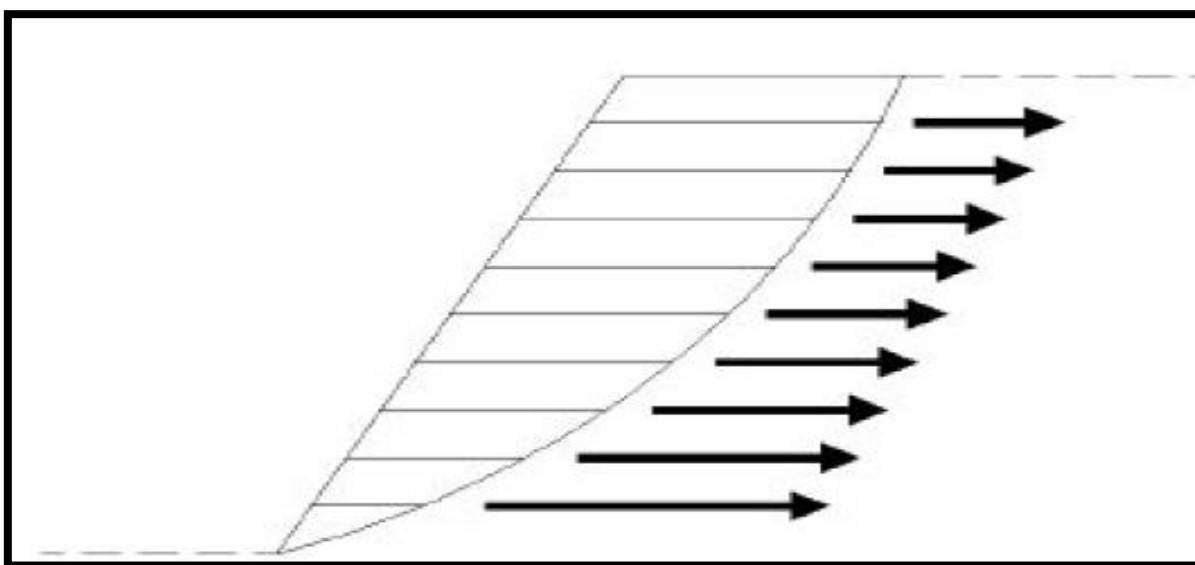
Figura 50: Resumen general de las resistencias de las mallas a doble torsión

Fuente: Especificaciones técnicas de maccaferri, 2018, p. 008



*Figura 51: Ensayo de la malla sexagonal a doble torsión*

Fuente: Especificaciones técnicas de maccaferri, 2018, p. 008



*Figura 52: Simulación de esfuerzos del elemento terramesh*

Fuente: Especificaciones técnicas de maccaferri, 2018, p. 009

Para calcular la resistencia de diseño( $t_d$ ) para un elemento de refuerzo terramesh está representada por la relación de la resistencia ultima entre los factores de reducción.

Área	Reducción de vacíos por Creep	Intrusión en los vacíos	Colmatación Química	Colmatación Biológica
	FR <sub>Cr</sub>	FR <sub>Id</sub>	FR <sub>Cc</sub>	FR <sub>Bc</sub>
Campos deportivos	1.0 a 1.2	1.0 a 1.5	1.0 a 1.2	1.1 a 1.3
Roturas capilares	1.1 a 1.3	1.0 a 1.2	1.1 a 1.5	1.1 a 1.3
Muros de contención, taludes escarpados	1.3 a 1.5	1.2 a 1.4	1.1 a 1.5	1.0 a 1.5
Colchones de drenaje	1.3 a 1.5	1.2 a 1.4	1.0 a 1.2	1.0 a 1.2
Drenajes de agua superficial para coronas de relleno	1.3 a 1.5	1.2 a 1.4	1.0 a 1.2	1.5 a 2.0
Colección de lixiviados primarios (rellenos sanitarios)	1.5 a 2.0	1.4 a 2.0	1.5 a 2.0	1.5 a 2.0
Colección de lixiviados secundarios (rellenos sanitarios)	1.5 a 2.0	1.4 a 2.0	1.5 a 2.0	1.5 a 2.0
Subdrenes para vías	1.2 a 1.8	1.5 a 3.0	1.1 a 5.0	1.0 a 1.2

Figura 53: Factores de reducción que influyen en el cálculo de la resistencia de diseño

Fuente: Designing with geosynthetics, 5 ed, 2005

$$td = \frac{Tult}{FR_{Cr} \times FR_{D} \times FR_{Id}}$$

Donde:

Td: resistencia de diseño

Tult: resistencia última de diseño

FR<sub>Cr</sub>: factor de reducción de creep

FR<sub>D</sub>: factor de reducción -daño instalación

FR<sub>Id</sub>: factor de reducción-daños ambientales

Características y propiedades del poliéster y técnica de tejido, los geotextiles de alto módulo y geomallas flexibles son geosintéticos producidos con multifilamentos orientados de Poliéster (Tereftalato de Polietileno), de alto peso molecular (mayor a 25.000 g/mol y grupos carboxilos finales menores a 30), los cuales poseen una alta relación resistencia a la tensión - deformación (con tenacidades mayores a 8 gpd, superiores a los de cualquier otro polímero utilizado para la fabricación de geosintéticos), tal como se ilustra (Megía, 201, p. 21)

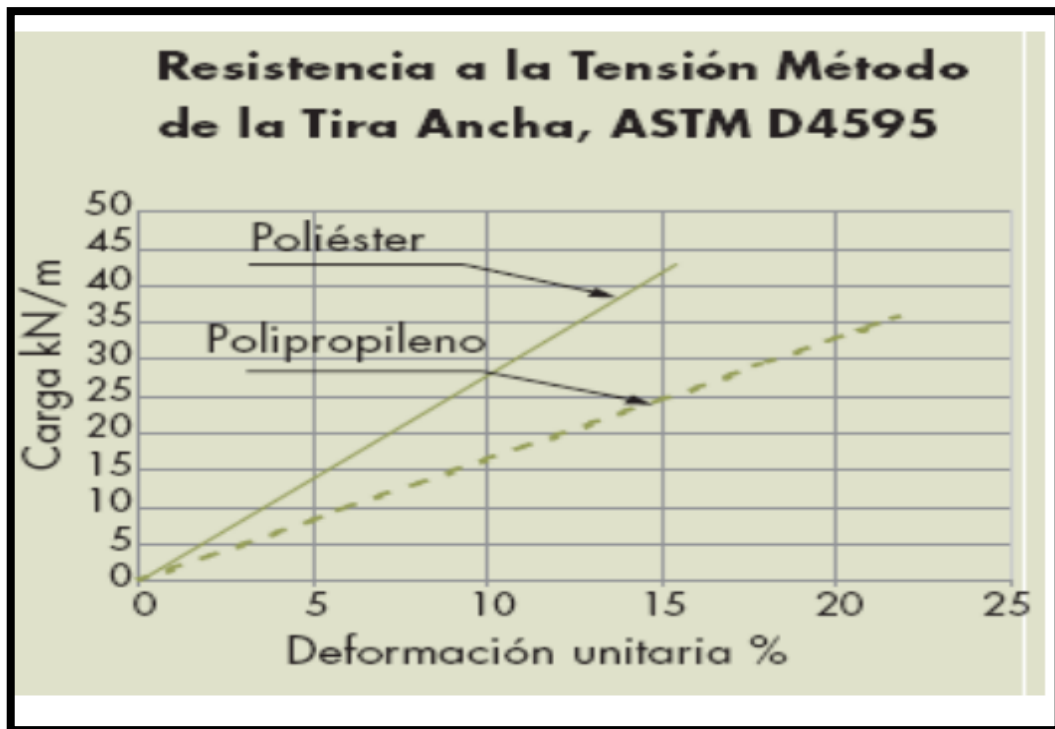


Figura 54: Módulos de deformaciones de los geos sintéticos de poliéster

Fuente: Megía, 2017, p. 21

Tubería de drenaje, la tubería que se utiliza para el drenaje debe cumplir con las especificaciones técnicas que el proyecto indique, esto se hace con la finalidad de extraer el agua de posibles lluvias que se acumule en la parte del relleno que sostiene el muro

Material de relleno seleccionado, este material de relleno deberá cumplir con las características que requiera en el proyecto por lo general se utiliza el mismo material excavado, Será del tipo considerado en el cálculo, estará libre de materia orgánica y deteriorable, no se encontrará en su composición arcillas expansivas

Tipo de piedra, las piedras también tienen que cumplir con algunos requisitos que el sistema terramesh requiera esto tiene que ser de buena calidad durable, densa, tenaz, sana sin que debilidades que puedan afectar a la estructura de terramesh® tiene que estar libre de grietas y de sustancias no comunes en las ellas esto provocara podría causar alguna alteración en la mano de obra. (Vásquez, 2014, p. 16)

La piedra debe seleccionarse con un diámetro mayor de la apertura de la malla con el propósito de que no se pueda salir de las cajas de malla el tamaño de la piedra está comprendida entre 6"y 10" las características que tienen que cumplir estas son, duras,

calidad, tamaño especificado, no tiene que estar contaminada por algunas sustancias tóxicas (Vásquez, 2014, p. 16).

La Simplicidad Constructiva y Economía de muro terramesh, permite que una estructura terramesh sea ejecutada manualmente, con instalaciones y equipamientos mínimos (aquellos necesarios para la construcción de un relleno compactado), inclusive en las regiones más inhóspitas, por ende, menor costo (Vásquez, 2014, p. 10).

Bajo Impacto Ambiental, debido a que el paramento frontal es de piedras, el cual es un elemento paisajístico, además con el pasar del tiempo los vacíos de las piedras es llenado por material fino y semillas las cuales permiten que la vegetación desarrolle (Vásquez, 2014, p. 10).

Características técnicas funcionales (Maccaferri, 2005), la utilización de la malla hexagonal de doble torsión garantiza un refuerzo continuo sobre el plano horizontal. De esta manera se obtienen armaduras longitudinales continuas, que logran que la interacción entre el relleno y la malla no solo sea por fricción, sino por corte y trabazón entre las partículas del suelo y la malla (Vásquez, 2014, p. 9)

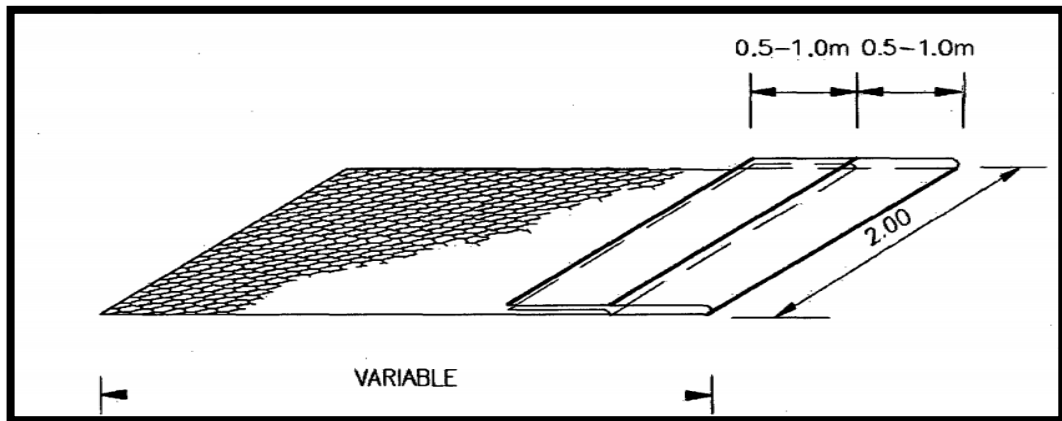
Principales Componentes que componen el sistema, el muro con sistema terramesh® está compuesto por elementos estructurales que a su vez integran el sistema de contención de suelos, las partes que lo conforman son una pared externa como también anclajes en la parte posterior teniendo una cierta forma de paños de red con malla hexagonal a doble torsión, desde esa premisa se puede deducir que el sistema es económico ya que para su estabilidad se utiliza su propio material de relleno esto forma de parte únicamente de la estructura de refuerzo, los elementos que lo conforman únicamente son, un único paño de malla de hexagonal a doble torsión, su adaptación es muy buena ya que trabaja de acuerdo a la fricción y también a la trabazón de las partículas que el suelo posee, todo esto forma un bloque donde soportara los empujes que genera el talud, los elementos que permiten la construcción de contenciones con este sistema están patentados por la empresa MACCAFERRI y son los siguientes:



Proceso de armado del elemento Terramesh en obra, para Vásquez (2014) sostiene que:

El elemento terramesh debe ser abierto en una superficie plana conforme a la siguiente figura

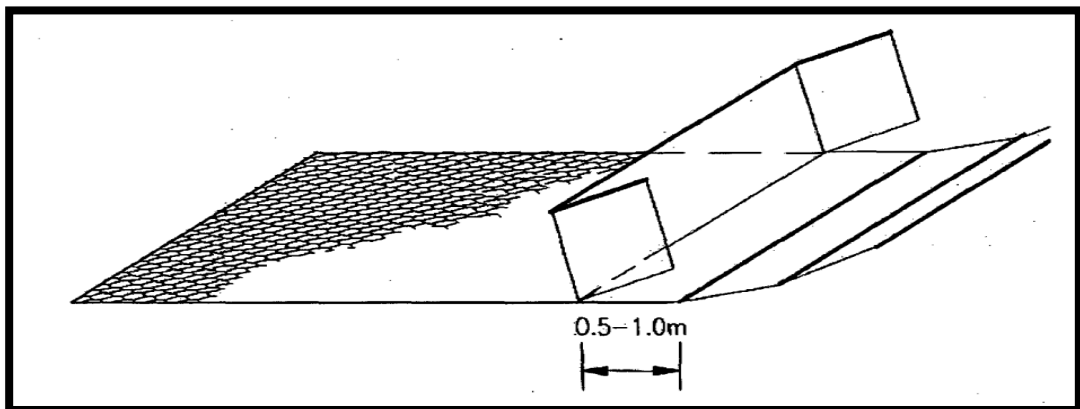
- Los dobleces del panel frontal definen la forma rectangular de la cara externa de la estructura. (p. 19)



*Figura 55: abertura del terramesh en obra*

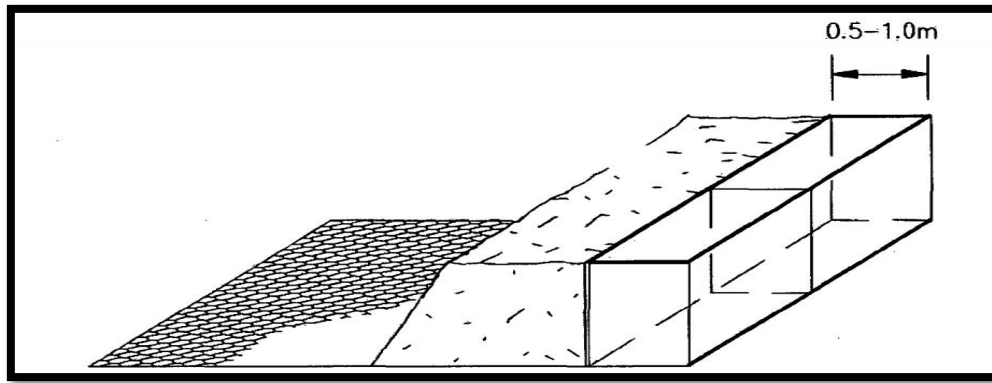
Fuente: Vásquez, 2014, p. 20

- ✓ Abertura del elemento a lo largo de los dobleces y levantamiento del panel posterior



*Figura 56: Colocación de los elementos Terramesh*

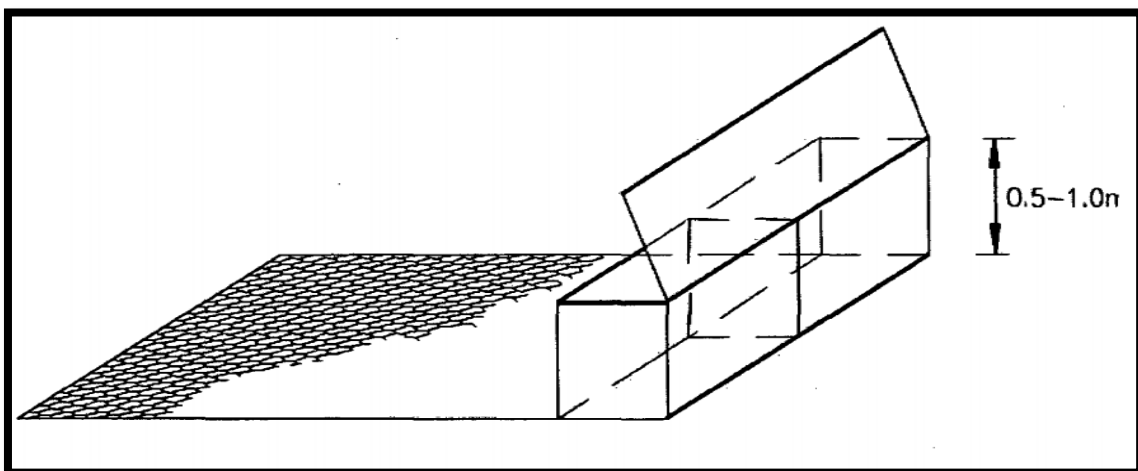
Fuente: Vásquez, 2014, p. 20



*Figura 57: Colocación del elemento suelo reforzado en obra*

Fuente Vásquez, 2014, p. 19

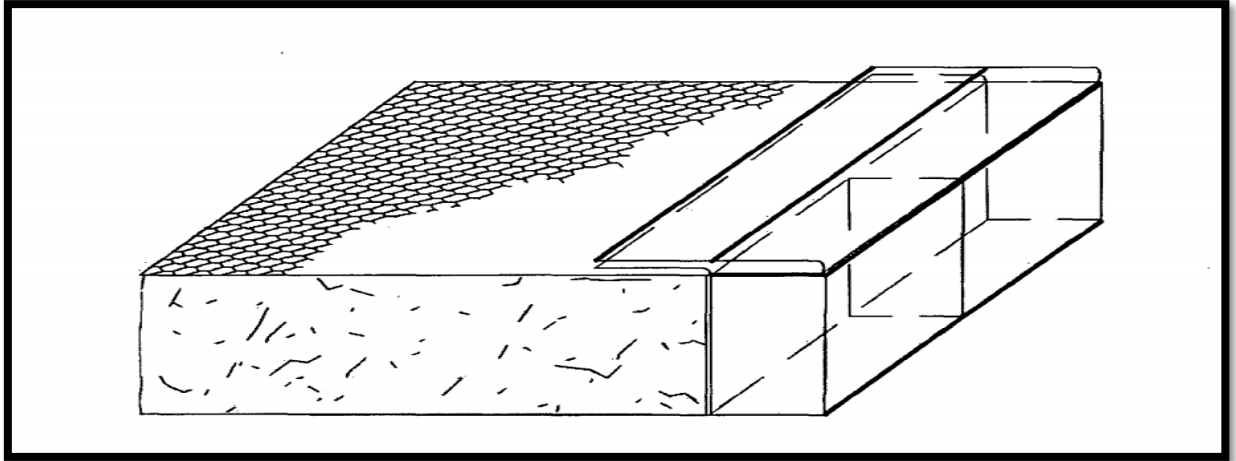
Posicionamiento del diafragma, que está suelto dentro del elemento, y costura de todas las aristas. Así mismo se observa cómo debe ser la colocación del elemento Terramesh en su posición definitiva y unión a los elementos adyacentes.



*Figura 58: Relleno y compactación del elemento suelo reforzado*

Fuente: Vásquez, 2014, p. 20

Se muestra el llenado del paramento exterior con piedras (según las mismas técnicas utilizadas para los gaviones), cerrado y costura de las tapas. Colocación del filtro geotextil y colocación de tierra compactada hasta la altura del elemento (en capas no superiores a 20 cm - 30 cm)



*Figura 59: Relleno y compactación del elemento suelo reforzado*

Fuente: Vásquez, 2014, p. 20

Colocación de Geomalla y geo compuesto, sobre la colocación de la Geomalla en suelo donde se va estabilizar Vásquez (2014) menciona que:

Para el armado del elemento terramesh también es de mucha importancia la colocación de un polímero llamado geo compuesto, este tipo de refuerzo se deberá colocar en el sentido que especifique en los planos del proyecto ,o también se puede ser mandar a fabricar con las medidas que el constructor requiera, una vez que ya estén cortados a su medida estos deberán ser tensionados manualmente dejándolos sin ninguna arruga, seguido a ello para la colocación de los paneles en la parte frontal se tiene que tener en cuenta los parámetros que exige la norma técnica maccaferri que será de manera longitudinal de 10cm. (p. 21)

Así mismo Vásquez (2014) menciona lo siguiente:

Sobre la geomallas y el geo compuesto deben colocarse de manera correcta que manda el plano de construcción y también se debe tener en cuenta de las especificaciones del constructor, si existe la necesidad de cortar el material se lo hace de acuerdo a las medidas de largos según la necesidad, cuando se las desenrollan alas geomallas se tienen que tensar de manera adecuada esto se lo hace manualmente extendiéndolas en todo el suelo sin arrugas, estas no deben ser cortadas en la dirección de resistencia principal a través del traslape (p. 21).

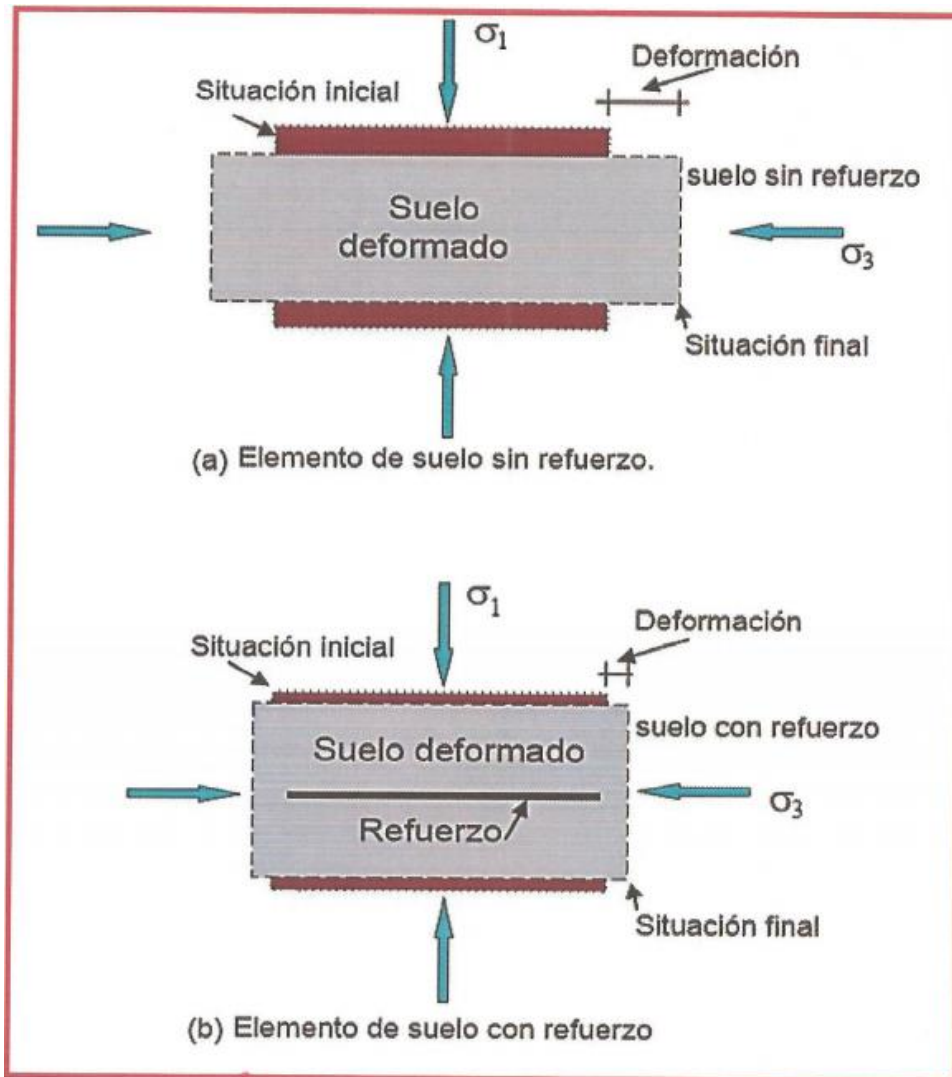


Figura 60: Deformaciones en elementos de suelo con y sin refuerzo

Fuente: Guidicini y Nieble, 2015, p. 15

Criterios y dimensiones de la estructura utilizando las especificadas de Bridges AASHO-BB 17, las dimensiones de las estructuras de sistema terramesh® deben garantizar y satisfacer a los factores mínimos de seguridad de deslizamiento, volteo, estabilidad que exige la norma Factores de seguridad (FS) tienden a tener una relación entre fuerzas resistentes (FR) y actuantes (FA)

$$F.S = \frac{FR}{FA}$$

Deslizamiento, el empuje de tierra activo (Pa) debe ser resistido por las fuerzas de corte entre el suelo y la base y por la resistencia pasiva ejercida por el suelo a la estructura. El factor de

seguridad contra deslizamiento puede ser expresado por la siguiente ecuación (Báez y Echeverri, 2015, p. 22).

$$F.Sdeslizamiento = \frac{\sum FR}{\sum Fd}$$

Donde

$\sum FR$  = sumatoria de fuerzas de resistencia horizontales

$\frac{\sum FR}{\sum Fa}$  = componente horizontal pa

$\sum Fd = pa * \cos \alpha$

La estabilidad contra el deslizamiento tiene que estar verificada y controlada, en este caso no se considera el empuje pasivo que se presenta en la parte del pie del muro, si la resistencia al desplazamiento no es la adecuada, se tendrá que efectuar un cambio de inclinación de la base del muro haciéndola más profunda, por lo tanto se aumentara la rugosidad que existe entre muro –suelo colocando dentellones en la parte inferior de la base esto con la finalidad de darle mayor estabilidad como también otra opción es ampliando la base.

Volcamiento, según (báez y Echeverri, 2015, p. 23) las fallas por volcamiento ocurren debido a que el momento causado por las presiones activas de suelo supera a la sumatoria de momentos resistentes cerca del punto de rotación. Estos momentos resistentes son generados por el peso de la estructura y del relleno.

$$F.Svolcamiento = \frac{\sum MR}{\sum MO}$$

Donde:

$\sum MR$  = sumatoria de momentos y fuerzas que tienen a volcar sobre un cierto punto 0 ubicado en cualquier parte de la base

$\sum MO$  = sumatoria de momento de fuerzas que tienden a resistir el volcamiento sobre el punto 0

Se define como el momento de volcamiento a

$$\sum Mo = ph * H' / 3$$

Donde:

$$Ph = pa * \cos \alpha$$

H'=altura total de muro o del terreno con o sin inclinación

Capacidad portante del suelo (qc) para Baez y Echevarri (2015) nos dicen que:

Este parámetro al igual que los demás es muy importante porque se verificara cuanto de carga va resistir el suelo, obtenidos los resultados de carga admisible o de trabajo se diseña la cimentación para la estructura de retención, la presión vertical transmitida al suelo por la losa de la base del muro de contención no debe exceder la capacidad de carga máxima del suelo, de lo contrario fallaría el elemento estructural, el factor de seguridad contra fallos de capacidad de carga se puede determinar por:

$$F.S.c.p = \frac{q_u}{q_{max}} \text{ (p. 24)}$$

Donde

$q_u$ =capacidad de carga última del suelo

$q_{max}$ =capacidad de carga máxima del suelo

Existen presiones o cargas máximas ( $q_{max}$ ) el cual se incrementan en la parte de los extremos de las secciones del talón de la estructura su valor se puede obtener de la siguiente manera

$$q_u = \frac{\sum v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

Donde

$\sum v$ =sumatoria de fuerzas verticales

B=base de la estructura

E=excentricidad

La excentricidad se puede definir como

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_{net}}{\sum V}$$

El momento neto viene hacer

$$\sum MR - \sum Mo$$

Para concluir los cálculos de los factores de seguridad, se debe definir primero la capacidad de carga última del suelo de fundación, estos cálculos se los encuentra por medio de las ecuaciones de Meyerhof, Hansen y Vesic modificadas se puede determinar la capacidad de carga máxima con la expresión.

$$q_u = cNcScdcicgcbc +$$

- Deslizamiento (FS)  $\geq 1.5$

- Volteo (FS)  $\geq 2$  (cimiento sobre suelo )  
 $\geq 1.5$  (cimiento sobre roca)

Fallas de muros de retención, en el diseño se tienen que tendrá que verificar los factores de seguridad, para McCormac, (2011) nos dice que:

Los muros suelen ser cada vez más comunes ya que se diseñan de acuerdo a los métodos adecuados para cada tipo de suelos y no se toman en consideración los problemas que pueden sufrir años más tarde después de construidos ya que estarán expuestos cualquier peligro de cualquier tipo (movimientos sísmicos, agentes químicos) es por ello que cada vez se usan ciertos factores de seguridad más grandes para lograr un diseño óptimo. (p. 390)

Fallas por estabilidad externa de los muros de terramesh, para Suarez, (2017) nos dice lo siguiente:

En la literatura se reportan una cantidad importante de muros MSE que han fallado por estabilidad externa. En este tipo de falla se incluyen las fallas por deslizamiento directo, volcamiento, capacidad de soporte y falla del talud general, incluyendo al muro en la mayoría de los muros reportados como fallados por estabilidad externa, la longitud del refuerzo era menor de 0.5H. (p. 25)

Para este autor, la mayoría de muros de contención sufre fallas por algunos factores externos como deslizamientos, la capacidad portante de los suelos, volteo provocado por la caída de taludes, movimientos sísmicos.

Teoría de Coulomb empuje activo, el método que propuso Coulomb en el año (1776) está enfocado en el cálculo de los empujes laterales, sobre una estructura de retención de tierras esto conlleva a tener en cuenta la fricción que existe entre el suelo y muro, en este análisis se supone que el suelo falla por medio de una superficie plana, para el análisis de la estructura, las fuerzas que actúan en ella se las considera como si estuvieran en equilibrio y luego se encuentra la fuerza por unidad de longitud que actúa sobre el muro, esta teoría también nos permite añadir cargas ya sea concentradas y de rellenos de una superficie que puede ser irregular en la figura que se ilustra a continuación se muestra las fuerzas que actúan sobre los muros de contención

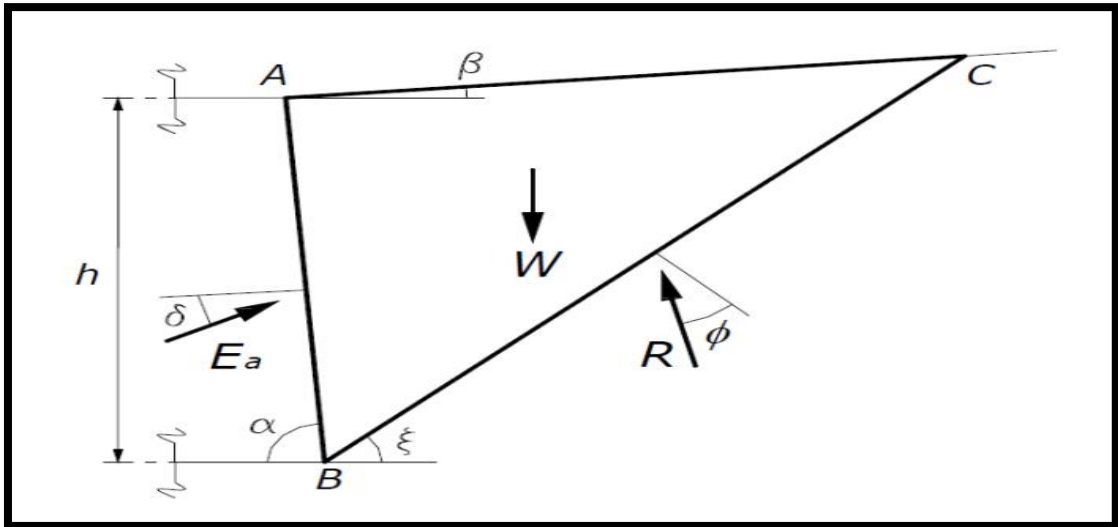


Figura 61: Plano de falla de la teoría de Coulomb

Fuente: Universidad Politécnica de Cataluña, 2013, p. 3

Las teorías de Coulomb se desarrollaron de acuerdo a las siguientes nomenclaturas

Donde:

- β: Es el ángulo de la superficie de relleno con respecto a la horizontal.
- α: Es el ángulo de la cara trasera del muro con respecto a la horizontal.
- ξ: Es el ángulo del plano de falla con respecto a la horizontal.
- δ: Es el ángulo de fricción de la interfase suelo-muro.
- φ: Es el ángulo de fricción del suelo

Cabe mencionar que el ángulo varía de acuerdo al tipo de suelo y zona y rugosidad del muro

Tabla II-1, Valores de φ y γ para diferentes tipos de suelos

Clase de material	φ	γ (T/m <sup>3</sup> )
Tierra de terraplenes, seca	35° a 40°	1.40
Tierra de terraplenes, húmeda	45°	1.60
Tierra de terraplenes, saturada	27°	1.80
Arena seca	35°	1.60
Arena húmeda	40°	1.80
Arena saturada	25°	2.00
Gravilla seca	35° a 40°	1.85
Gravilla húmeda	25°	1.86
Grava de cantos vivos	45°	1.80
Cantos rodados	30°	1.80

Figura 62: Peso específico de los materiales

Fuente: Análisis y Diseño de Muro de Contención de Concreto Armado



Ecuación 1: Empuje activo (Coulomb)

$$Ea = \frac{\gamma H^2}{2} * Ka$$

Formula.1 empuje activo fuente: (Ballón y Echenique, 2017, p.34)

$\gamma$ : Es el peso específico del suelo.

H: Es la altura del muro de contención.

Ecuación 2: Coeficiente de empuje activo  $K_a$  (Coulomb)

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2\alpha \text{sen}(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta)\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Fuente: Bowles 1997: 595

Teoría de Rankine empuje activo, la teoría que propone Rankine en el año (1857) está enfocada en un método un poco más práctico para el cálculo de los empujes que actúan sobre la estructura de contención, este método se aplica en suelos granulares incompresibles y homogéneos por otro lado la fricción que existe entre el suelo y los muros es despreciable su método se enfoca en las siguientes hipótesis: El suelo es una masa isótropa y homogénea, No existe fricción entre el suelo y el muro y El paramento del muro es vertical y la superficie del relleno de trasdós es horizontal

A partir de las hipótesis que planteó Rankine llegó a determinar que, para cada condición de empuje activo mínimo, la variación de la presión sobre el muro con la profundidad queda expresada de la siguiente manera.

$$p_a = \sigma_v' r_{KA} - 2C\sqrt{KA}$$

De la ecuación  $K_A$  representa al coeficiente de empuje activo,

La fórmula de Rankine se expresa de la siguiente manera,  $\sigma_v'$  viene a ser la presión vertical efectiva de una determinada profundidad  $Z$  medida desde el nivel 0.00 terreno natural y  $c$  representa a la cohesión que existe en el suelo. A continuación, se representan las fórmulas para calcular los empujes.

$$Ea = \frac{\gamma H^2}{2} * Ka$$

De donde:

H=altura total del muro

KA=coeficiente de empuje activo

Formula rankine coeficiente activo sin pendiente ka

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

Cuando existe pendiente se utiliza la formula siguiente:

$$K_a = \cos\beta \left( \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right)$$

Para estos casos el empuje activo tiene inclinación que se le considera igual que la pendiente del terreno.

Las teorías de rankine solo se aplican para suelos granulares, pero también existen suelos con cohesión a sí que se adaptó esta misma teoría para calcular de igual manera el empuje activo de suelos cohesivos

De donde:

$$Ea = \frac{\gamma H^2}{2} * Ka - 2ch\sqrt{ka}$$

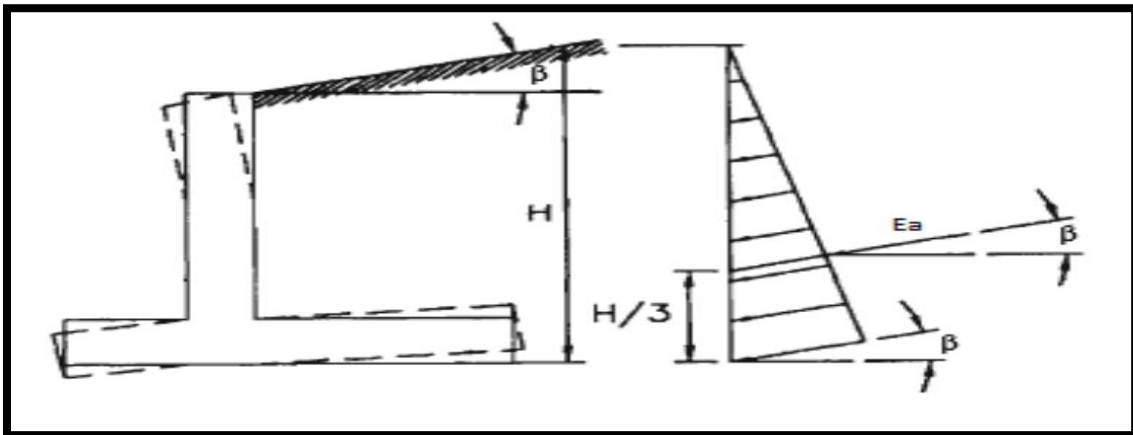


Figura 63: Altura equivalente de sobrecarga hs sobre el relleno

Fuente: Harmsen, 2002, p. 36

Efectos que producen las sobrecargas, las sobrecargas por lo general se consideran en la parte del relleno, es decir son cargas que van en la parte posterior del muro de contención estas cargas son producidas por la acción del paso de vehículos, algunas otras

consideraciones de sobrecargas también se encuentran en las carreteras, vías férreas, muelles puentes, etcétera. Para adicionarlas al cálculo de diseño se transforma a una altura equivalente de relleno.

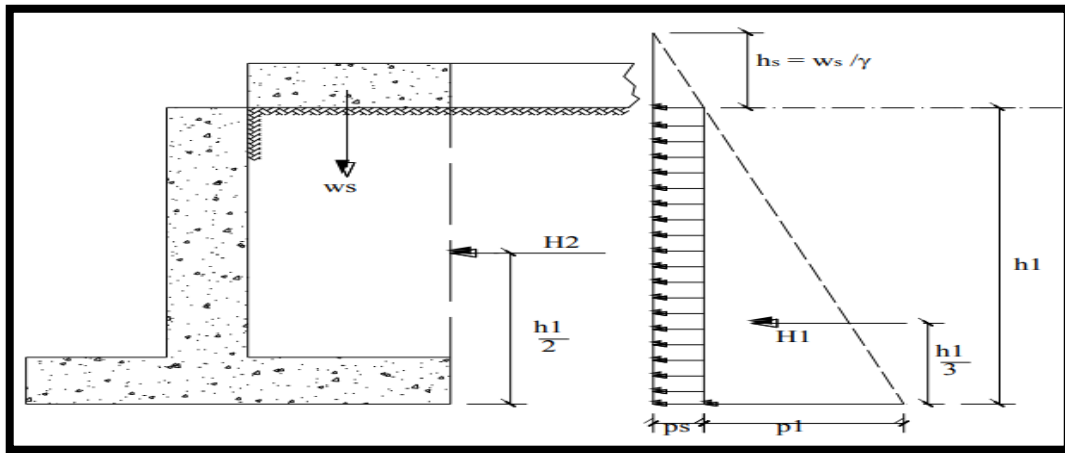


Figura 64: Altura equivalente de sobrecarga  $h_s$  sobre el relleno

Fuente. Lucero, Pachacama y Rodríguez, 2012, p. 119

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

Donde:

$h_s$ =altura equivalente de sobrecarga o relleno

$w_s$ = peso de la sobrecarga en  $\text{kg/m}^2$

$\gamma$ = peso unitario del relleno en  $\text{kg/m}^3$

El efecto que produce la sobrecarga puede generar una cierta presión horizontal, de modo lineal en toda la altura del relleno, generando una intensidad no significativa el cual se la puede medir por la siguiente formula.

$$P_s = K_a \gamma h_s$$

En el eje vertical la presión de la sobrecarga se considera igual a  $w_s$ . Para el cálculo de las sobrecargas producidas por los vehículos, se toman en cuenta el número de ejes o ruedas en la parte del tramo. La sobrecarga puede ser puntual o uniformemente distribuida en toda el área, actuando a una cierta distancia que va desde el borde posterior del muro, es decir no toda la sobrecarga actúa en el muro. En la siguiente ilustración se indica con más detalles la problemática.

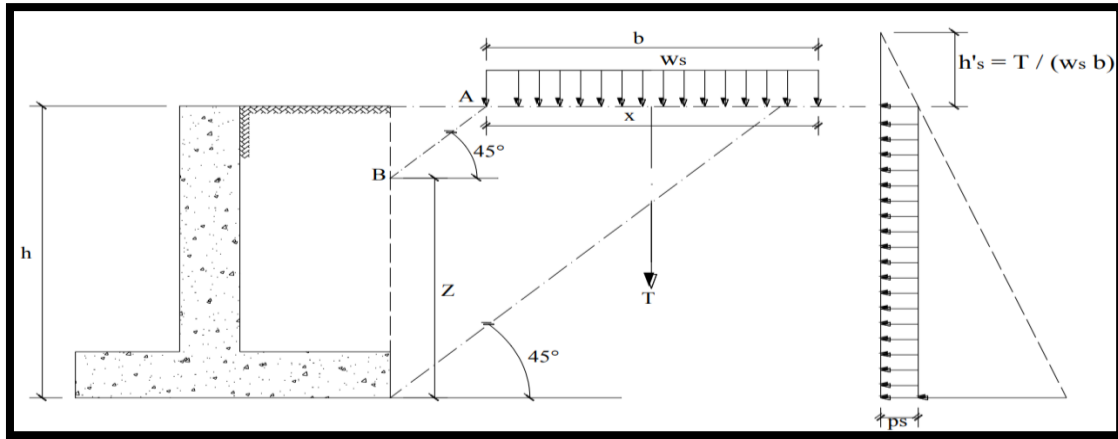


Figura 65: Efectos de las sobrecargas

Fuente: Lucero, Pachacama y Rodríguez, 2012, p. 119

$$P_s = K_a \gamma h' s$$

De donde:  $h' s$  se deduce de la siguiente expresión:

$$h' s = h s (x/h)$$

De la fórmula se dice que  $h s = w s / \gamma$

$$\text{Entonces: } w s = T/b$$

$T$  = carga concentrada

Empuje por efectos sísmicos, en la teoría propuesta por Okabe y Mononobe considera que se debe hacer un análisis sobre el efecto de sismo para determinar las fuerzas sísmicas que producen los suelos sobre los muros, esta teoría nos recomienda utilizar algunas consideraciones de aceleraciones Pseudo estáticas ya sea verticales como también horizontales tomando como referencia al plano de falla que propone coulomb.

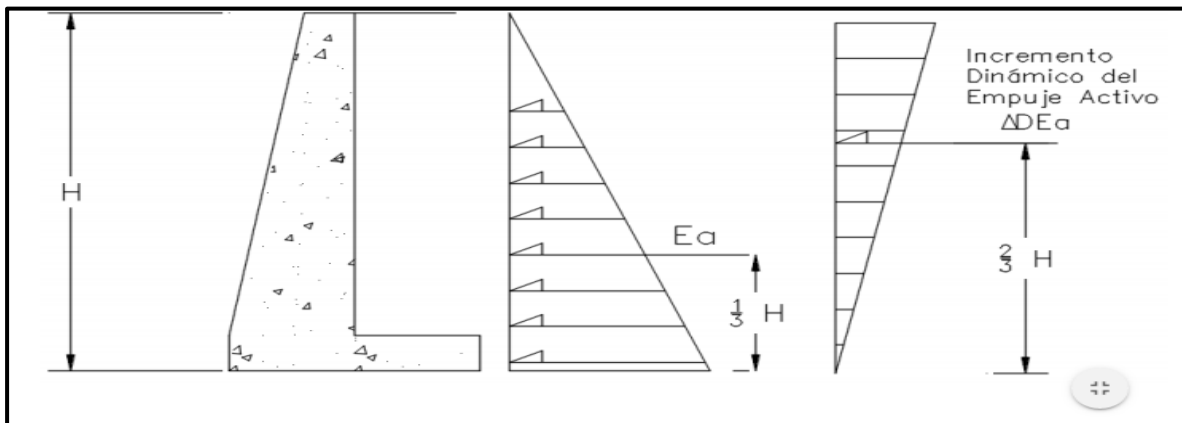


Figura 66: Empuje activo más sismo

Fuente: Ayabaca y Salazar, 2018, p. 30

La fuerza sismica actua sobre el talon debido a esto considera que para suelos sin cohesion ni presencia de nivel freatico se tiende a descomponer las fuerzas horizontales y verticales el cual cada una de ellas vinculadas con las aceleraciones de pseudo estaticas de las masa del tatol del muro

$$A_h = K_h * g \text{ y } a_v = k_v * g$$

Donde :

$A_h$  y  $a_v$  = aceleraciones pseudo estaticas horizontal y vertical

$C_{sh}$  y  $c_{sv}$  = coeficientes sismicos estaticos horizontal y vertical

$g$  = aceleracion de gravedad

Los valores que se reflejaron anteriormente con utilizados para la formaula siguiente el empuje activo totales producidos por los sismos en condiciones estaticas esta dado por la siguiente expresion:

$$\Delta E_a = \frac{y * H^2}{2} * (K_{as} - k_a)(1 - C_{sv})$$

De donde :

$E_a$  = incremento dinamico del empuje activo

$Y$  = peso especifico del suelo

$H$  = altura total de muro

$K_{as}$  = coeficiente de presion dinamica del suelo

$k_a$  = coeficiente de empuje activo estatico

$C_{sv}$  = coeficiente sismico vertical

$$k_s = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi - \Psi)}{\cos \Psi * \text{sen}^2 \alpha * \text{sen}(\alpha - \delta - \Psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{se}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta - \Psi)}{\text{sen}(\alpha - \delta - \Psi) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

$$\Psi = \text{arctg} \left( \frac{c_{sh}}{1 - c_{sv}} \right)$$

Formulación del problema, en problema principal tenemos ¿Cómo influye un muro con sistema terramesh en la estabilización de talud en el progresivo km 0+90 carretera Namballe - La Balza departamento de Cajamarca - 2019? Y como problemas específicos 1.- ¿Cómo las propiedades físicas y mecánicas del suelo influyen en el comportamiento estructural del muro con el sistema terramesh para la estabilización de talud en el tramo 0+90km Namballe-la Balza departamento de Cajamarca - 2019? 2.- ¿De qué manera las condiciones geométricas, geológicas y climatológicas afectan el diseño estructural de un muro con el sistema terramesh para la estabilización de talud en el tramo 0+90km Namballe-la Balza departamento de Cajamarca - 2019? 3.- ¿Cómo la inestabilidad de un talud puede ser determinante para comenzar con el diseño estructural de un muro con el sistema terramesh en el tramo 0+90km Namballe-la Balza departamento de Cajamarca - 2019?

Justificación de estudio, con los avances sobre métodos en introducción de fuerzas resistentes a los suelos para su estabilización, con esta investigación se pretende llegar a verificar el comportamiento de este sistema propuesto llegando a relacionadas a la solución de la estabilización de talud en la actualidad se han utilizado muchos métodos Para la contención de suelos, en la actualidad viene hacer un problema muy común ya que en la mayoría obras civiles se presenta. Como pueden ser en pistas, parques, alamedas, aeropuertos, etcétera; para ello se está planteando analizar un sistema de muro terramesh system en estos estudios se mostraran las ventajas y desventajas que proporciona este sistema seguido a ello se propondrá el diseño de muros de contención para poder darles mayor estabilidad a estos taludes el diseño que se ha propuesto son muros terramesh en este estudio se verificara que cumplan con todos los parámetros de diseño sísmico como estructural.

Hipótesis, en Hipótesis general tenemos que el muro con el sistema terramesh influye en la estabilización el talud en el tramo del km 0+90 Namballe - la Balza departamento de Cajamarca – 2019. Y en Hipótesis específicas tenemos 1.- Las propiedades físicas y mecánicas del suelo serán determinantes para el diseño estructural de un muro con el sistema terramesh en la estabilización de talud en el tramo 0+90km Namballe - la Balza departamento de Cajamarca - 2019. 2.- Las condiciones geométricas, geológicas y climatológicas afectaran el diseño estructural de un muro con el sistema terramesh para la estabilización de talud en el tramo 0+90km Namballe - la Balza departamento de Cajamarca

–2019. 3.- La inestabilidad del talud será un factor determinante para comenzar con el diseño estructural de un muro con el sistema terramesh en el tramo 0+90km Namballe-la Balza departamento de Cajamarca - 2019.

Objetivos en Objetivo general tenemos que es determinar cómo influye un muro con el sistema terramesh en la estabilización de talud en el tramo del km 0+90 Namballe - la Balza departamento de Cajamarca - 2019. Mientras que en específicos tenemos 1.- Analizar las propiedades físicas y mecánicas del suelo para el diseño estructural de un muro con el sistema terramesh para la estabilización de talud en el tramo 0+90km Namballe - la Balza departamento de Cajamarca - 2019. 2.- Determinar las condiciones geométricas, geológicas y climatológicas que afectan el diseño estructural de un muro con el sistema terramesh para la estabilización de talud en el tramo 0+90km Namballe - la Balza departamento de Cajamarca – 2019. 3.- Conocer la inestabilidad del talud para comenzar con el diseño estructural de un muro con el sistema terramesh en el tramo 0+90km Namballe - la Balza departamento de Cajamarca - 2019.

## **II. MÉTODO**

### **2.1. Tipo y Diseño de investigación**

#### **Tipo de investigación**

Será de forma no experimental – descriptivo ya que se recurrirá a modelos y parámetros matemáticos tiene un diseño transversal porque se recolectarán datos específicos de un determinado tiempo del año 2019 se analizarán y procesarán para llegar a resultados óptimos según lo planteado.

Se recolectarán datos en un solo momento de, topografía, estudio de suelos, habitantes y zona.

#### **Diseño de investigación**

Para el diseño del muro que se está proponiendo analizar en la carretera del tramo 0+90 km distrito Namballe – puerto internacional de la Balsa, departamento de Cajamarca 2019 se recolectaran los estudios básicos de topografía y mecánica de suelos diseño

- ✓ Levantamiento Topográfico del lugar de estudio para analizar cuál es la pendiente, corte y relleno, elevaciones.
- ✓ Estudio de suelos para conocer cuál es la cohesión capacidad portante del suelo Angulo de fricción, peso específico del suelo, tanto del relleno como de fundación.
- ✓ Cartas geográficas
- ✓ Trabajo en gabinete
- ✓ Programas MAC.ST. A.R. S 2000
- ✓ Excel
- ✓ Civil 3D



## 2.2 Operacionalización de variables

Tabla 5:

Operalización de Variables

VARIABLE	OPERACIONALIZACIÓN VARIABLES			
	Definición conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores
VARIABLE INDEPENDIENTE: ESTABILIZACIÓN DEL TALUD	Reciben el nombre de taludes porque sus formaciones son inclinadas con respecto al plano horizontal formando una estructura de suelo de manera permanente, su formación está comprendida de dos maneras ya sea de manera natural o también a consecuencia de las actividades humana. ((Juárez y Rico, 1973, p. 117).	La estabilización de taludes comprende en aumentar la resistencia del suelo introduciendo materiales propiamente diseños para resistir los esfuerzos y fuerzas externas que este talud emite	EVALUACIÓN	Factor crítico de falla
			FALLAS	programa MacStars 2000
				Análisis de deslizamiento del talud
				Rotacional
				Licuación
			Traslacional	
Por cuña				
GEOMETRÍA DEL TALUD	Topografía			
PROPIEDADES MECÁNICAS Y FÍSICAS DEL SUELO	ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS			
VARIABLE DEPENDIENTE: MURO TERRAMESH SYSTEM	“una estructura de suelo reforzado terramesh consiste en la introducción de elementos resistentes a la tracción convenientemente orientados dentro de una masa de suelo compactado, que aumentan la resistencia del suelo y disminuyen las deformaciones del macizo(Hurtado,2017,p.13)	E muro con el sistema terramesh System es una estructura que está diseñada para resistir cargas verticales y horizontales esto gracias Asus componentes que la conforman	ANÁLISIS SISMICO ESTRUCTURAL	FACTORES DE SEGURIDAD
			REFUERZO	PREDIMENSIONAMIENTO
				DISEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL EN EL PROGRAMA MACSTARS 2000
			MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	GEOSINTETICOS Y MALLAS A DOBLE TORSIÓN SEXAGONAL
				ANÁLISIS ESTÁTICO
			ANÁLISIS SEUDO ESTATICO	

Fuente: Elaboración Propia

### 2.3. Población y muestra

Para Hernández, Fernández y Baptista (2014) nos dijo lo siguiente: “[...] la población es el conjunto de todas las cosas que concuerdan con determinadas especificaciones” (p. 174). Para esta investigación la población corresponde al tramo de la carretera km 0+90 distrito Namballe – puerto internacional de la Balsa, departamento de Cajamarca 2019.

### Muestreo

El tipo de muestreo será a criterio puesto que se tomará una longitud de 90 metros lineales para el análisis del muro con sistema terramesh, en ese sentido donde se está planteando realizar este proyecto de investigación está en función a ciertas facilidades, aceptación de los pobladores, y también por permisos por parte de las autoridades del distrito (municipalidad).

### 2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Tabla 6

*Técnicas e instrumentos de recolección de datos*

<b>TÉCNICAS</b>	<b>INSTRUMENTOS</b>
<b>OBTENCIÓN Y RECOPIACIÓN DE DATOS DE CAMPO</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS</li><li>• ESTUDIO DE SUELOS</li></ul>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• LIBROS, TESIS EN RELACIÓN AL TEMA, ARTÍCULOS CIENTÍFICOS, REVISTAS.</li></ul>
<b>OBSERVACIONES</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• FOTOGRAFÍAS</li></ul>

Fuente: Elaboración Propia

### 2.5. Procedimiento para la recolección de datos

Para el desarrollo de las variables se procederá a evaluar ciertas características y estudios del lugar de emplazamiento, con la finalidad de obtener datos reales y específicos para introducirlos a los programas que se vallan a utilizar en gabinete.

#### Trabajos de campo

Reconocimiento del lugar de estudio

Levantamiento topográfico de la zona seleccionada

## ✓ Instrumentos para el levantamiento topográfico

1. Estación total
2. Wincha
3. Mira
4. Jalón
5. Prisma
6. GPS
7. Trípode
8. Casco
9. Brújula
10. Plomada
11. Libre de campo

### **Estudio de suelos**

Son determinantes para cualquier proyecto de ingeniería civil ya que a través de estos estudios se puede conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo, de tal manera que con estos datos obtenidos de laboratorio recién podemos nosotros pre dimensionar nuestra estructura, los parámetros a tener en cuenta son clasificación de los suelos peso específico, capacidad portante del suelo que va a soportar la estructura entre otros.

### **2.6. Método de análisis de los datos**

**Cuantitativas:** Con los datos que se obtendrán en campo, se procederá a dimensionar las partes de la estructura mediante cálculos de la estabilidad externa, interna y global estas dimensiones nos llevará a tener un diseño adecuado y conservador los softwares de AutoCAD, civil 3D Programas MAC.ST. A.R. S 200.

**Cualitativas:** se convalidarán estos resultados si cumplen con los valores mínimos establecidos por las normas de diseño para la estabilidad de talud.

#### **Validez**

“Se refiere al inicio del trabajo en campo, donde es imprescindible probar el cuestionario o muestra sobre un pequeño grupo de población”. (Corral, 2009, p. 230).

#### **Confiablez**

“Se refiere al inicio del trabajo en campo, donde es imprescindible probar el cuestionario o muestra sobre un pequeño grupo de población”. (Corral, 2009, p. 230).

Para validar nuestro proyecto de investigación se tendrá que acudir a especialistas del tema que pueden ser ingenieros civiles, así también se puede hacer una comparación de resultados en programas de diseños relacionados al tema.

### **Revisión de documento**

Se obtendrán, realizando una selección para la revisión de información existente y de libros que involucran temas relacionados con la investigación con el fin de obtener datos confiables y absolutamente necesarios.

### **2.7. Aspectos Éticos**

En la ética y moral del estudio realizado, se basa en la confiabilidad de los ensayos y productos obtenidos anteriormente del Programa Macafferri para la realización de los Muros Terramesh para estabilidad de Taludes.

Cada estudio se encuentra certificado internacionalmente por los productos observables que se tienen en el estudio siguiente.

# III. RESULTADOS

## 3.1 Metodología de calculo

En este capítulo se aplicarán las fórmulas que se describieron anteriormente de algunos autores que han desarrollado a través de métodos que con el tiempo han sido refinados y aplicados a los diferentes programas que ayudan a calcular con facilidad algunos parámetros que exige los entes encargados de velar por la seguridad en el diseño de cualquier estructura de ingeniería.

- Muro con sistema terramesh valores indispensables en el diseño

Pesos del material, donde se va a analizar la problemática

Peso específico de la piedra a utilizar:  $\gamma_p=2.4\text{tn/m}^3$

Porosidad=para este caso se tomará cero la porosidad

### 3.1.1 Relleno

Peso específico de la piedra 2.5 ton/cm<sup>3</sup>

Es importante obtener estos valores en laboratorios especializados geotécnica

$$\gamma_s = 2.65\text{ton/cm}^3$$

$$\phi = 28.7$$

$$c = 0.02 \text{ ton/m}^2$$

suelo donde se proyectará el muro con sistema terramesh®

$$\gamma_s = 2.65\text{ton/cm}^3$$

$$\phi = 27$$

$$c = 0.0 \text{ ton/m}^2$$

sobrecarga que actuara en la corona del muro

$$Q = 2 \text{ ton/m}^2$$

Para armar los elementos de la estructura se escogerá una malla a doble torsión MacGrid® WG60 sus características son las que se mencionan a continuación:

Tensión ultima de esfuerzo:  $T_{ult} = 60 \text{ KN/m}$

Factor de seguridad daños ambientales:  $F_{sda} = 1.1$

Factor de seguridad daños de instalación  $F_{Sin} = 1.07$

Factor de seguridad fluencia  $F_{Sfl} = 1.67$

Tensión admisible del refuerzo:  $T_{adm}=30.53$

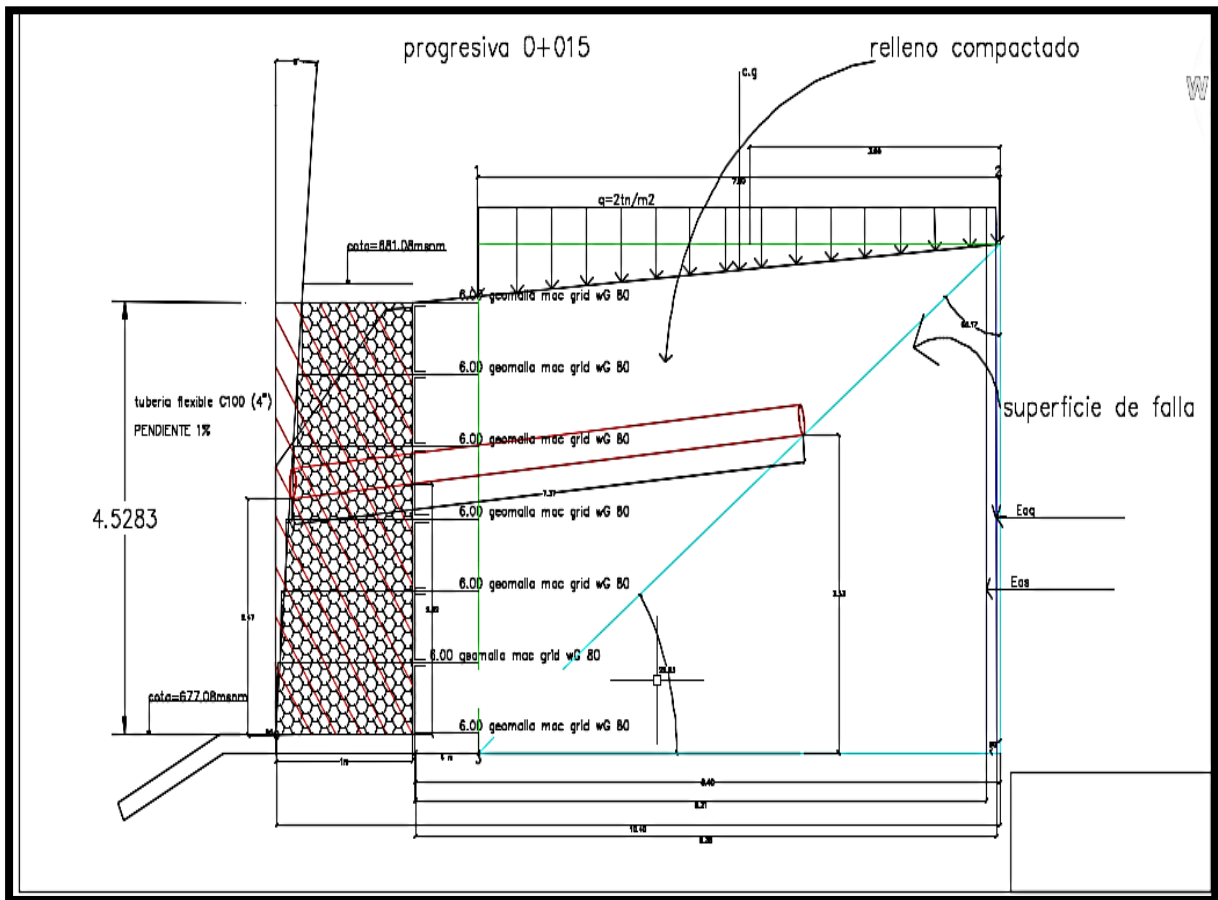


Figura 67: Dimensiones del muro

Fuente: Elaboración propia

El software que se utilizara en mi trabajo de investigación para hacer modelamientos del talud será el programa macstars 2000 el cual nos proporcionara información de mucha importancia ya que por intermedio de este se obtendrán los factores de seguridad más desfavorables para poder determinar las fallas críticas y diseñar un refuerzo para lograr estabilizarlo al macizo, en el análisis que se presentara a continuación se mostrara el factor de seguridad más crítico en la zona de falla del talud.

### 3.1.2 Presentación del talud sin refuerzo

#### Perfiles de cada capa de suelo

Tabla 7

Capas de suelo relleno software macstars 2000

relleno	Descripción:					
Descripción:	X	Y	X	Y	X	Y
	[m][m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
	2.00	0.20	2.82	4.52	7.84	4.90

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8

Capa de suelo de fundación software macstars 2000

suelo de fundación	Descripción:			
Coordenadas de los perfiles	X	Y	X	Y
	[m]	[m]	[m]	[m]
	0.00	0.10	10.33	0.50

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9

Capa talud software macstars 2000

talud	Descripción:							
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
	0.00	0.20	2.00	0.20	2.82	0.20	4.18	
	7.84	4.90	10.33	5.14				

Fuente: Elaboración propia

### SOBRECARGAS

Tabla 10

Sobrecargas que actúan en muro terramesh

Cargas Distribuidas:	Descripción:						
<b>Intensidad</b>	[t/m <sup>2</sup> ]	=	2.00	Inclinación	[°]	=	0.00
<b>Abscisa</b>	[m]		3.00 hasta	9 m			

Fuente: Elaboración propia

### 3.1.3 Verificación de resultados sin refuerzo

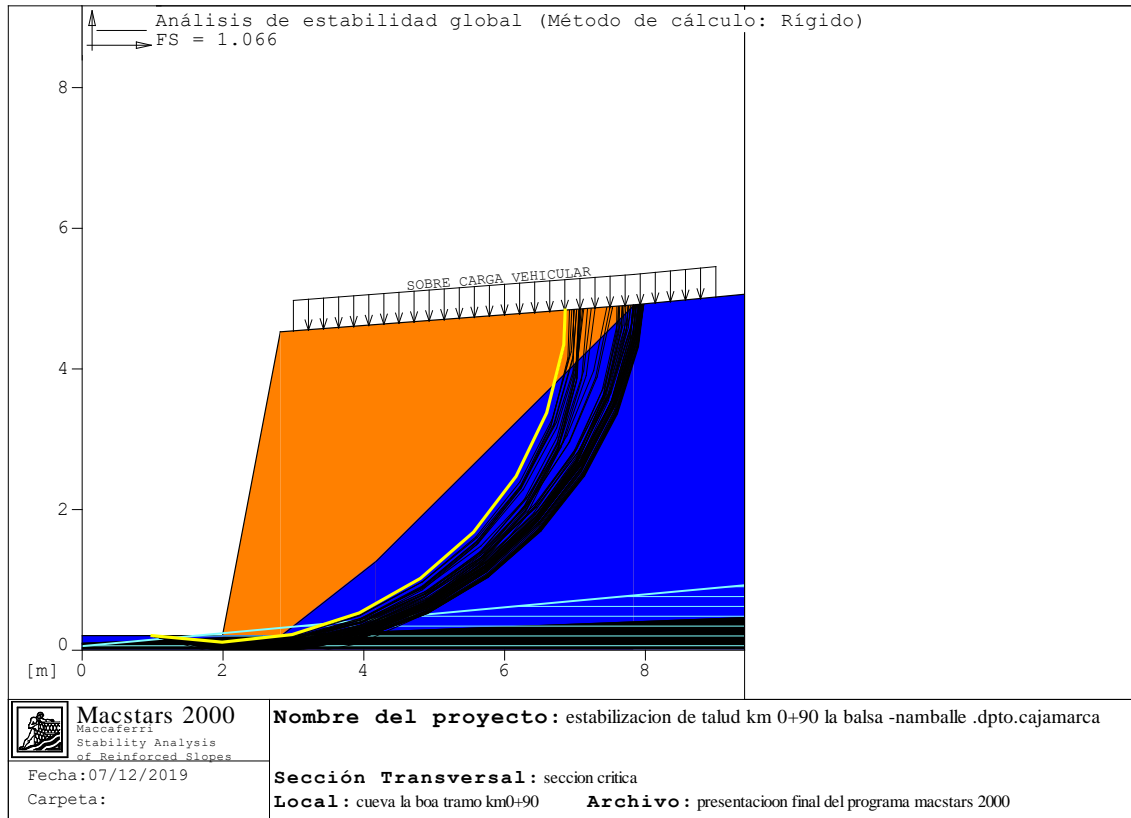


Figura 68: Figura muro de terramesh

Fuente: Elaboración propia

Ingresados los valores de mecánica de suelos y topográficos el programa te proporciona a través de la verificación de la estabilidad global, fuerza actuante en los refuerzos de acuerdo con el método rígido Análisis de estabilidad con superficies circulares de acuerdo con el Método de Bishop Factor de Seguridad Calculado 1.066 este valor sería el más crítico donde ocurriría la falla de deslizamiento, para poder lograr estabilizarlo diseñamos un muro con el sistema terramesh, cuyos análisis se presentan a continuación.



### 3.2 Diseño de muro con el sistema terramesh

El primer paso que se debe realizar, es encontrar la en la superficie el punto donde actuara el empuje activo, para ello se recurrirá al método de equilibrio limite, en donde al Angulo de la sección critica se encontrado por tabulaciones de tanteo para ello analizamos dos puntos fijos, punto uno y punto dos de la superficie analizar logrando obtener el punto de aplicación, entonces para realizar las tabulaciones del tramo escogido se debe de asumir un valor de entrada que será la unidad.

Cálculo de Angulo que existe entre el punto 1 y el punto 2

$$\rho = \arctg \frac{4.5283}{1 + 8 * \tan (5)} = 69^\circ$$

Calculamos la masa del macizo que actúa sobre la estructura

$$\omega = (\gamma h * c') / 2$$

De donde  $\omega = 5.796 \text{ ton/m}$

Una vez realizados todos estos cálculos pasamos a encontrar el empuje activo de la sección critica que genera la sobrecarga.

#### 3.2.1 Cálculo del empuje activo

$$E = (2)(1) + 5.796 * \text{sen} (69 - 28.7) / \cos (5 + 69 - 2 - 33)$$

$$E = 6.92 \text{ ton/m}$$

El siguiente paso es encontrar el Angulo en la zona critica punto uno y punto dos, para ello elaboramos la siguiente tabla de calculo

Tabla 11

Tanteos para determinar los empujes en la zona critica

Cuña de falla	1-2	P(grados)	Peso(ton)	Ea(tn/m)
1	1	69°	5.796	6.92
2	1.5	67.28	8.69	9.93
3	2	62.11	11.59	11.65
4	2.5	57.40	14.49	12.93
5	3	53.13	17.39	13.89
6	3.5	49.29	20.29	14.62
7	4	45.84	23.18	15.15
8	4.5	42.76	26.08	15.53
9	5	40.00	28.98	15.79

<b>10</b>	5.5	37.52	31.88	15.94
<b>11</b>	6	35.30	34.78	16.024
<b>12</b>	6.5	33.30	37.68	16.03
<b>13</b>	7	31.47	40.57	15.96
<b>14</b>	7.5	29.83	43.47	15.85
<b>15</b>	8	28.33	46.37	15.70
<b>16</b>	8.5	26.98	49.27	15.52

Fuente: Elaboración propia

En el cuadro se puede observar que empuje producido por la sobrecarga se encuentra a una distancia de 7.50m en zona crítica, los resultados que se han obtuvieron son  $\rho = 29.83$  y  $P_a = 15.85$  ton/para entenderlo un poco mejor se presenta la siguiente grafica donde se relaciona el empuje activo que ejerce la sobrecarga versus la posición

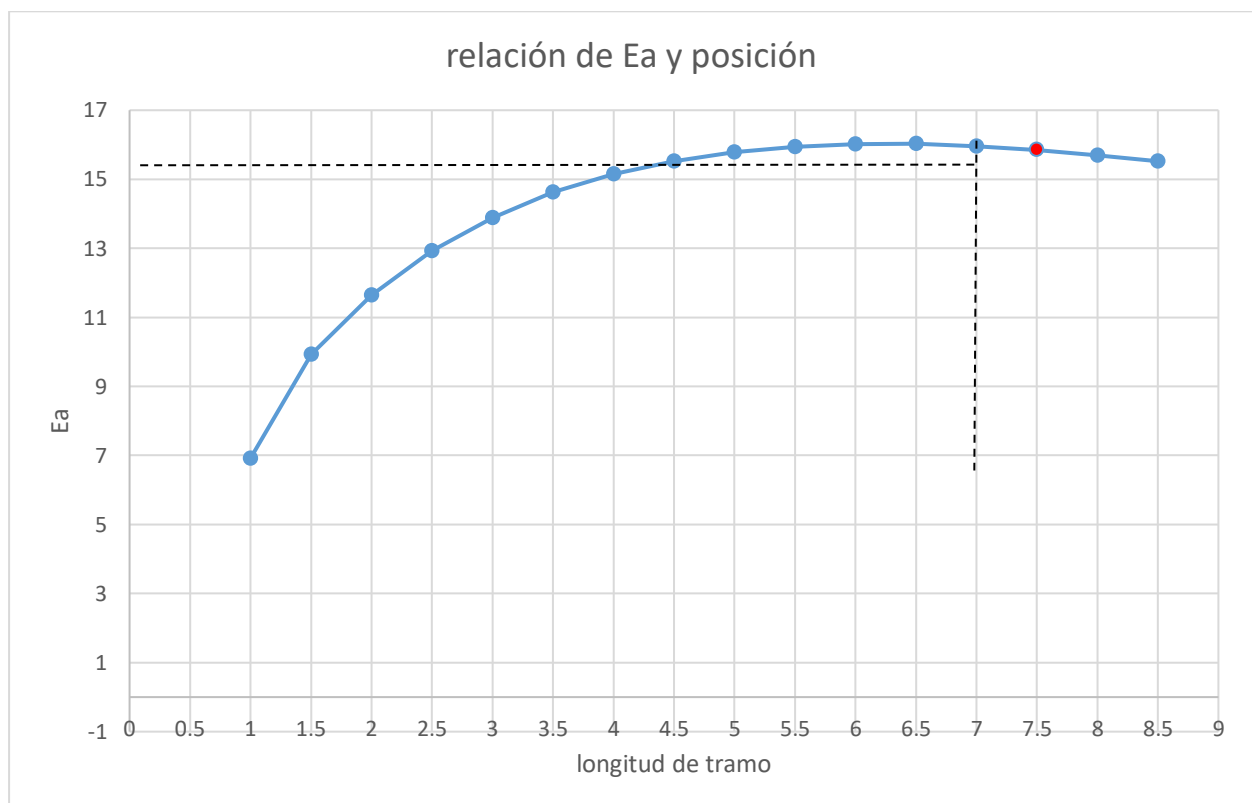


Figura 69: Relación Ea y Posición

Fuente: Elaboración propia

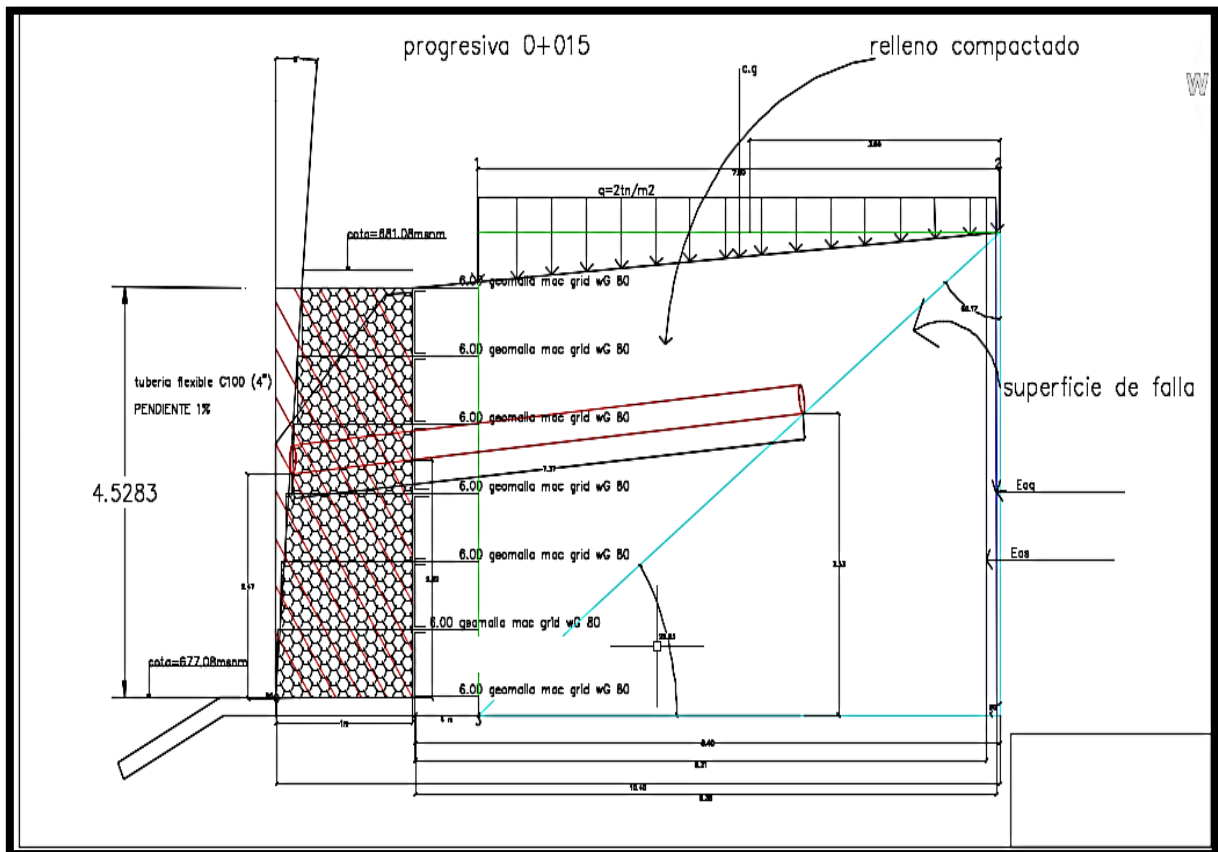


Figura 70: Tendencia tanto del empuje activo como del tramo critico

Fuente: Elaboración propia

### 3.2.2 Calculo de empuje pasivo

Formula de Rankine

$$Kp = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \text{sen}(\varphi)}{1 - \text{sen}(\varphi)} = \frac{1 + \text{sen}(28.7)}{1 - \text{sen}(28.7)} = 2.8478$$

$$Ep = \frac{1}{2} (\gamma) (H^2) (Kp) = \frac{1}{2} * (2.56) * (1)^2 * (2.8478) = 3.645 \text{ tn/m}$$

Seguidamente pasamos a en que punto de las superficies actúan estas fuerzas tanto del empuje pasivo como del empuje activo de sobrecargas

En este caso solo se considerarán las sobrecargas

$$Eaq = 2(7.5) * \frac{\text{sen}(33.30 - 28.7)}{\cos(5 + 33.30 - 5 - 28.7)} = 1.13 \text{ to/m}$$

Para el cálculo de masa de del suelo se tiene la siguiente expresión:

$$Eas = 43.47 * \frac{\text{sen}(33.30 - 28.7)}{\cos(5 + 33.30 - 5 - 28.7)} = 0.259 \text{ ton/m}$$

La ubicación de los puntos de las fuerzas producidas por sobrecarga (Eas) y suelo (Eaq) son:

P1. centro de gravedad de la cuña

**X**=se considera el ancho de refuerzo del muro + ancho paramento

Para nuestro caso será de 1m que sería la base del cajón del terramesh+el refuerzo

$$X1=1+4$$

$$\mathbf{X1=5 m}$$

P1. Y1 en este caso cero

P2 X=P1+Htan $\alpha$

De donde H=altura total del muro

$$\mathbf{X2=5+4.5283*tg(5)}$$

$$\mathbf{X2=5.396}$$

$$\mathbf{Y2=4.5283m}$$

P3 X3=P2+L cuña

$$X3=5.396 \text{ m}+6.5$$

$$\mathbf{X3=11.896 m}$$

$$\mathbf{Y3=4.5283m}$$

En este caso la superficie de la cuña es de manera triangular así que encontramos su centro de gravedad con la siguiente expresión

$$XCG = \frac{Xp1 + xp2 + xp3}{3}$$

$$XCG = \frac{\mathbf{5 + 5.396 + 11.896}}{3}$$

$$\mathbf{Xcg=7.43m}$$

Para ycg el método el mismo a seguir

$$Y_{Cg} = \frac{0 + 4.5283 + 4.5283}{3}$$

$$Y_{cg} = 3.0188 \text{ m}$$

Tabla 12

Centro de masa del suelo

C.G de la masa de suelo(cuña)		
Puntos	x	y
P1	5	0
P2	5.396	4.5283
P3	11.896	4.5283
p.c.g	7.43	3.0188

Fuente: Elaboración propia

### 3.2.3 Cálculo de la posición de punto de la sobrecarga en la cuña

$$x_q = p_2 + \frac{L_{cuña}}{2}$$

$$x_q = 5.396 + \frac{6.5}{2}$$

$$X_q = 8.646 \text{ m}$$

$$Y_q = 4.5283 \text{ m}$$

Tabla 13

Punto de aplicación de la carga distribuida

Posición de la carga distribuida		
Carga=	x	y
q=	8.646	4.5283

Fuente: Elaboración propia

Punto de aplicación de  $E_{aq}$

$$Y_{Eaq} = H/2$$

$$Y_{Eaq} = 4.5283/2$$

$$Y_{Eaq} = 2.264 \text{ m}$$

Para el cálculo de  $X_{Eaq}$  = ancho del cajón del terramesh + largo del rectángulo +  $Y_{Eaq}$

$$X_{Eaq} = 1 + 4 + 2.264 \text{tg}(5)$$

$$\mathbf{XEaq=5.23m}$$

Punto de aplicación da Eas

$$YEas=h/3$$

$$YEas=4.5283/3$$

$$\mathbf{YEas=1.51m}$$

$$XEas=\text{ancho del cajón terramesh}+\text{refuerzo}+YEas*\tan(5)$$

$$XEas=1+4 +4.5283*tg(5)$$

$$\mathbf{XEas=5.40 m}$$

Tabla 14

Punto de aplicación de la fuerza de la sobrecarga

EMPUJE		POSICIÓN	
Coordenada		X	Y
Eaq	1.13tn/m	5.23	2.64m
Eas	0.259 ton/m	5.40	1.51
Ea	tn/m	5.30	2.00

Fuente: Elaboración propia

Una vez calculadas las distancias donde se aplicarán las fuerzas que estará sometido el muro, pasamos a calcular el centro de gravedad del muro terramesh

$$Ypg = \frac{H}{2}$$

$$Ypg=4/2$$

$$\mathbf{Ypg=2m}$$

$$Xpg= \text{ancho del muro dividido entre dos} +Ypg*\tan\beta$$

$$Xpg = \frac{1}{2} + 2 * tg(5)$$

$$\mathbf{Xpg=0.67m}$$

entonces para el muro de terramesh su centro de gravedad será el siguiente:

Tabla 15

Centro de gravedad del paramento

Centro de gravedad del bloque terramesh®		
paramento	x	y
pg	0.67	2m

Fuente: Elaboración propia

$$Y_{pb} = H/2$$

$$Y_{pb} = 4.5283/2$$

$$Y_{pb} = 2.26m$$

$$X_{pb} = \text{ancho de la base del bloque} + \frac{\text{largo del re fuerzo}}{2} + Y_{pb} * tg\beta$$

$$X_{pb} = 1 + \frac{4}{2} + 2.26 * tg(5)$$

$$X_{pb} = 3.20m$$

Tabla 16

Centro de gravedad del bloque reforzado

Centro de gravedad del bloque reforzado		
Coordenadas del bloque	x	Y
pb	3.20	2.26

Fuente: Elaboración propia

### 3.2.4 Análisis de verificación de la estabilidad externa del muro con sistema terramesh

Para ingresar a este paso se tiene que ya haber calculado el punto de aplicación del empuje activo asimismo las otras cargas que influyen en la estabilidad externa del cajón terramesh reforzado.

#### Verificación por estabilidad externa

Conociendo todos los puntos de aplicación de las fuerzas que actuaran en el muro se procede a conocer la estabilidad externa del muro.

### Verificación contra deslizamiento

Para determinar este factor de seguridad se tiene que sumar todas las fuerzas que estabilizan el muro para ello utilizaremos la formula que Braja DAS Principios de ingeniería de cimentaciones p.398.

$$fs(\text{deslizamiento}) = \frac{\sum Fr}{\sum d}$$

Donde:

$\sum Fr$  sumatoria de fuerzas horizontales resistentes

$\sum Fd$ =suma de fuerzas horizontales de empujes

Se calcula el peso del elemento (bloque)

Parte frontal del gavión

$$Pg = \gamma g * H * 1$$

Reemplazando valores tenemos que

$$Pg = 2.56 \text{ ton/m}^3 * 4.5283 \text{ m} * 1 \text{ m}$$

$$\mathbf{Pg = 11.59 \text{ ton.}}$$

Para el suelo reforzado tenemos que

$$Pb = \gamma g * H * L = 2.56 * 4.5283 * 4$$

$$\mathbf{Pb = 46.37 \text{ ton}}$$

Entonces el peso total del bloque con refuerzo será

$$\mathbf{W = Pg + Pb = 57.96 \text{ ton}}$$

Paso seguido se determinará la componente normal

$$N = (W + q * L + Ea * \text{sen}(\delta - \alpha))$$

$$\text{Entonces } \mathbf{N = 57.96 + 2(6.50) + 16.03 * \text{sen}(5 - 5) = 86.99 \text{ ton}}$$

Para este caso se asume un valor de  $\delta$  que tenga similitud al ángulo de ficción interna del suelo de fundación, esto con el fin de obtener la fuerza normal actuante en la base de la estructura



Fuerza actuante en la estructura

$$T = n * \tan (\delta)$$

Se tiene que  $T=86.99\text{ton}*\tan (28.7)$

$$T=47.63\text{ton}$$

Esta fuerza es la única que actúa en el deslizamiento de la estructura, en contra del deslizamiento

Ya obtenidos todos estos datos pasamos a hacer la sumatoria de fuerzas que actúan en contra del deslizamiento de la estructura

$$\Sigma \text{Desestabilizantes} = E_a * \cos(\delta - \alpha)$$

Para el cálculo de las fuerzas desestabilizantes la única fuerza que tiende a deslizar el muro es la fuerza de empuje activo  $E_a$  más el empuje pasivo

Siendo

$$F_{\text{deses.}} = 16.03 * \cos (5-5) = 16.03 \text{ ton}$$

### 3.2.5 Factor de seguridad contra el deslizamiento

$$FS = \frac{F_{\text{est}}}{\Sigma \text{desest}}$$

$$fs = \frac{47.63 + 3.645}{16.03} = 3.19 > 1.5 \text{ ok}$$

Verificación del volteo

Se sumarán todos los momentos que actúan en la estructura

Es decir que la  $\Sigma \text{est} = p_g * X_g + P_b * X_b + E_a * \sin(\delta - \alpha) * X * E_a + q * L * X_Q + E_p + X_p$

$$P_g * x_g = 11.59 \text{ton} * (0.67) = 29.21 \text{ ton} * \text{m}$$

$$P_b * X_b = 46.37 \text{ton} * (3.20) = 148.4 \text{ton} * \text{m}$$

$$E_a * \sin(\delta - \alpha) * X E_a = 16.03 * \sin (5-5) * 8.40 = 0$$

$$q * L * X_q = 2(6.50) (3) = 39 \text{ ton} * \text{m}$$

$$E_p * X_p = 3.645 * 0.5/3 = 0.6075$$

Haciendo la sumatoria de fuerzas tenemos los siguientes resultados

$$\Sigma M_{\text{esta}} = 216.818 \text{ ton} * \text{m}$$

Ahora pasamos hacer la sumatoria de momentos inestabilizantes

$$\sum M_{desesta} = E_a \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \gamma E_a$$

De la figura

$$\sum M_{desesta} = 16.03 \cdot \cos(5-5) \cdot 2.00 = 32.06 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

### 3.2.6 Factor de seguridad de deslizamiento

$$FS = \frac{\sum \text{esta}}{M_{deset}} = \frac{216.818}{32.06 \text{ ton} \cdot \text{m}} = 6.76 > 2 \text{ ok}$$

Paso siguiente se verifica las presiones en el suelo de fundación

En este caso se corroborará que el suelo resista a ciertas cargas que la estructura pueda emitir hacia la cimentación para ello se tiene que tener en cuenta la excentricidad como resultante de todas las fuerzas que están aplicadas a la estructura.

Calculamos “d”

$$d = \frac{M_{est.} - M_{inesta}}{N}$$

$$d = \frac{216.818 - 32.06}{86.99} = 2.12 \text{ m}$$

$$d = 2.12 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d < \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{4}{2} - 2.12 < \frac{4}{6}$$

$$e = 0.12 < 0.6$$

En este caso se tiene que tener en cuenta el diagrama de presiones ya que la distribución es de manera constante, para tal caso encontramos una base diferente planteamos la ecuación  $B_r = B - 2 \cdot e = 4 - 2 \cdot 0.12 = 4.24 \text{ m}$

la presión de en la base de la estructura se expresaría de la siguiente forma

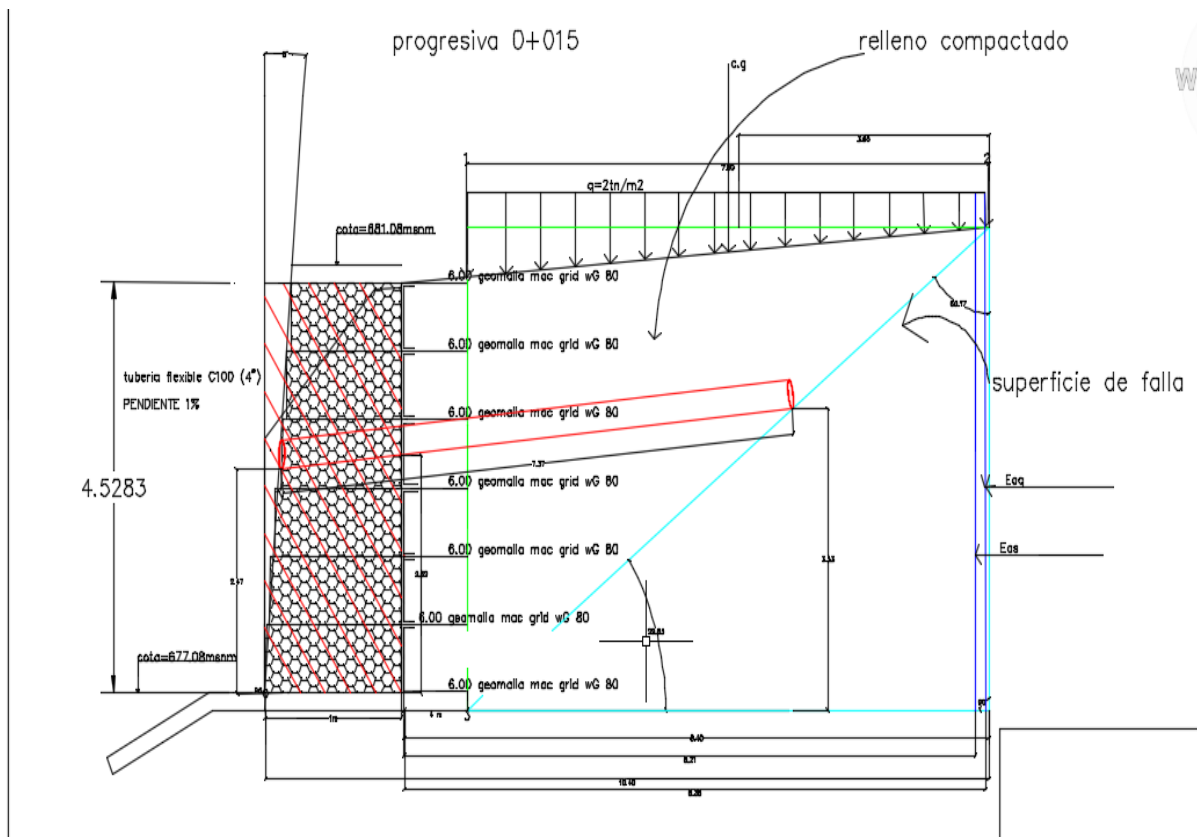
$$P_{meq} = \frac{N}{2B_r} = \frac{86.99}{2.864} = 20.52 \text{ ton/m}^2$$

Una vez encontrada la presión última que soporta el macizo se puede determinar el factor de seguridad en relación a la presión que actúa en el suelo de fundación

$$F_s = \frac{97.08\text{ton/m}^2}{20.52\text{ton/m}^2}$$

**Fs=4.37 ok**

### 3.3 Análisis Pseudo-estático



Para el cálculo de la aplicación del empuje activo en la superficie crítica, se utilizará el método de equilibrio límite, el cual el ángulo de inclinación del talud se tiene que variar, esto con el fin encontrar el punto más crítico de la superficie y trabajar el análisis en ese punto especificado obteniendo el empuje máximo activo

El segmento también se esa cambiando 2-3 de la cuña del suelo, el cual se evaluará donde se ubica la superficie crítica de falla.

Cálculo de Angulo que existe entre el punto 1 y el punto 2

$$\rho = \arctg \frac{4.5283}{1 + 8 * \tan (5)} = 69^\circ$$

Calculamos la masa del macizo que actúa sobre la estructura

$$\omega = (\gamma h * c') / 2$$

De donde  $\omega = 5.796 \text{ ton/m}$

Una vez realizados todos estos cálculos pasamos a encontrar el empuje activo de la sección crítica que genera la sobrecarga

$$Ea = (2)(1) + 5.796 * \sin(69 - 28.7) / \cos(5 + 69 - 2 - 33)$$

$$Ea = 6.92 \text{ ton/m}$$

El siguiente paso es encontrar el Angulo en la zona crítica punto uno y punto dos, para ello elaboramos la siguiente tabla de calculo

*Tabla 17*  
*Cálculo del empuje activo pseudo-estático*

<b>Cuña de falla</b>	<b>1-2</b>	<b>P(grados)</b>	<b>Peso(ton)</b>	<b>Ea(tn/m)</b>
<b>1</b>	1	69°	5.796	6.92
<b>2</b>	1.5	67.28	8.69	9.93
<b>3</b>	2	62.11	11.59	11.65
<b>4</b>	2.5	57.40	14.49	12.93
<b>5</b>	3	53.13	17.39	13.89
<b>6</b>	3.5	49.29	20.29	14.62
<b>7</b>	4	45.84	23.18	15.15
<b>8</b>	4.5	42.76	26.08	15.53
<b>9</b>	5	40.00	28.98	15.79
<b>10</b>	5.5	37.52	31.88	15.94
<b>11</b>	6	35.30	34.78	16.024
<b>12</b>	6.5	33.30	37.68	16.03
<b>13</b>	7	31.47	40.57	15.96
<b>14</b>	7.5	29.83	43.47	15.85
<b>15</b>	8	28.33	46.37	15.70
<b>16</b>	8.5	26.98	49.27	15.52

Fuente: Elaboración propia

En el cuadro se puede observar que empuje producido por la sobrecarga se encuentra a una distancia de 7.50m en zona crítica, los resultados que se han obtuvieron son  $\rho = 29.83$  y  $Pa = 15.85 \text{ ton}$  para entenderlo un poco mejor se presenta la siguiente grafica donde se relaciona el empuje activo que ejerce la sobrecarga versus la posición.

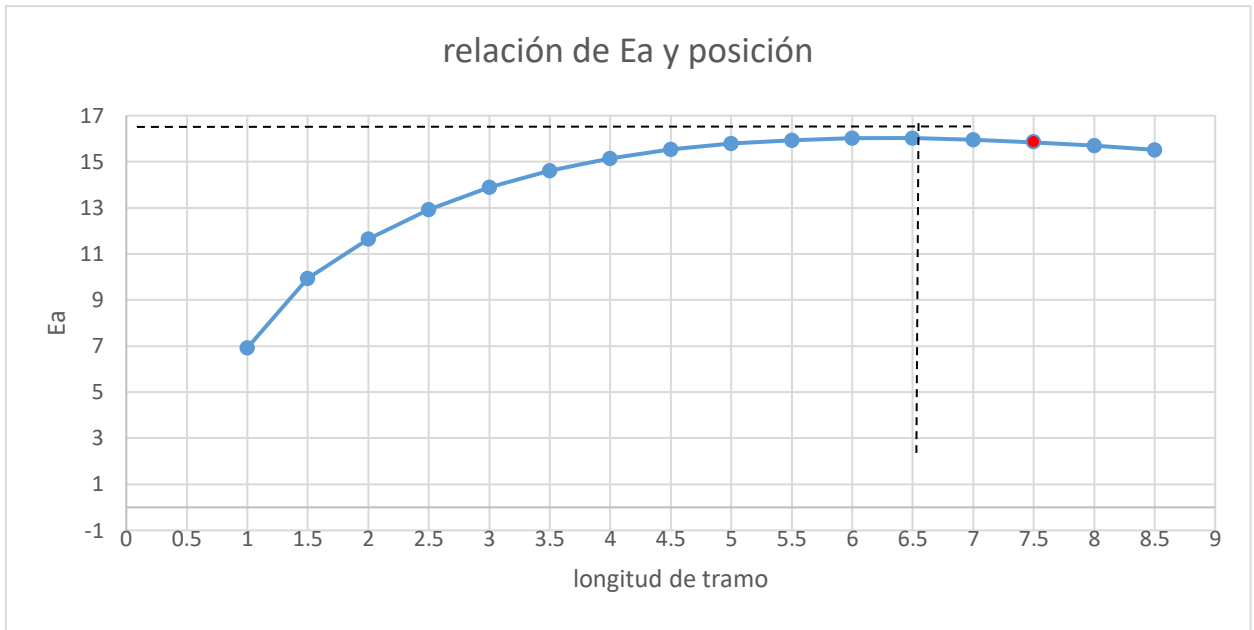


Figura 71: Tendencia tanto del empuje activo como del tramo crítico

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.1 Cálculo de empuje pasivo

Formula de Rankine

$$Kp = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \text{sen}(\varphi)}{1 - \text{sen}(\varphi)} = \frac{1 + \text{sen}(28.7)}{1 - \text{sen}(28.7)} = 2.8478$$

$$Ep = \frac{1}{2}(\gamma)(H^2)(Kp) = \frac{1}{2} * (2.56) * (1)^2 * (2.8478) = 3.645 \text{ tn/m}$$

Seguidamente pasamos a en que punto de las superficies actúan estas fuerzas tanto del empuje pasivo como del empuje activo de sobrecargas.

En este caso solo se considerarán las sobrecargas

$$Eaq = 2(7.5) * \frac{\text{sen}(33.30 - 28.7)}{\cos(5 + 33.30 - 5 - 28.7)} = 1.13 \text{ to/m}$$

Para el cálculo de masa de del suelo se tiene la siguiente expresión:

$$Eas = 43.47 * \frac{\text{sen}(33.30 - 28.7)}{\cos(5 + 33.30 - 5 - 28.7)} = 0.259 \text{ ton/m}$$

La ubicación de los puntos de las fuerzas producidas por sobrecarga (Eas) y suelo (Eaq) son:

P1: Centro de gravedad de la cuña

X: Se considera el ancho de refuerzo del muro + ancho paramento

Para nuestro caso será de 1m que sería la base del cajón del terramesh + el área rectangular

$$X1=1+4$$

$$X1=5 \text{ m}$$

P1. Y1 en este caso cero

P2 X=P1+Htan $\alpha$

De donde H=altura total del muro

$$X2=5+4.5283*\text{tg}(5)$$

$$X2=5.396$$

$$Y2=4.5283\text{m}$$

P3 X3=P2+L cuña

$$X3=5.396 \text{ m}+6.5$$

$$X3=11.896 \text{ m}$$

$$Y3=4.5283\text{m}$$

En este caso la superficie de la cuña es de manera triangular así que encontramos su centro de gravedad con la siguiente expresión

$$XCG = \frac{Xp1 + xp2 + xp3}{3}$$

$$XCG = \frac{5 + 5.396 + 11.896}{3}$$

$$Xcg=7.43\text{m}$$

Para ycg el método el mismo a seguir

$$YCG = \frac{0 + 4.5283 + 4.5283}{3}$$

$$Ycg=3.0188 \text{ m}$$

Tabla 18

Centro de gravedad de la masa del suelo cuña

C.G de la masa de suelo(cuña)		
Puntos	x	y
P1	5	0
P2	5.396	4.5283
P3	11.896	4.5283
p.c.g	7.43	3.0188

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la posición de punto de la sobrecarga en la cuña

$$xq = p2 + \frac{Lcuña}{2}$$

$$xq = 5.396 + \frac{6.5}{2}$$

$$\mathbf{Xq=8.646\ m}$$

$$\mathbf{Yq=4.5283m}$$

Tabla 19

Posición de la carga distribuida pseudoestatica

Posición de la carga distribuida		
Carga=	x	y
q=	8.646	4.5283

Fuente: Elaboración propia

Punto de aplicación de Eaq

$$Y. Eaq=H/2$$

$$Y. Eaq=4.5283/2$$

$$\mathbf{Y.Eaq=2.64m}$$

Para el cálculo de XEaq=ancho del cajón del terramesh+ largo del rectángulo +YEaq

$$XEaq=1m+4+2.64tg(5)$$

$$\mathbf{xEaq=5.23m}$$

Punto de aplicación da Eas

$$YEas=h/3$$

$$YEas=4.5283/3$$

$$\mathbf{YEas=1.51m}$$

XEas=ancho del cajón terramesh+refuerzo+YEas\*tan (5)

$$XEas=1+4 +4.5283*tg(5)$$

$$\mathbf{XEas=5.40\ m}$$

Tabla 20

Posición de los puntos donde actúan los empujes sobrecarga

empuje	posición

Coordenada		X	Y
Eaq	1.13tn/m	5.23	2.64m
Eas	0.259 ton/m	5.40	1.51
Ea	tn/m	5.30	2.00

Fuente: Elaboración propia

Una vez calculadas las distancias donde se aplicarán las fuerzas que estará sometido el muro, pasamos a calcular el centro de gravedad del muro terramesh®.

$$Y_{pg} = \frac{H}{2}$$

$$Y_{pg} = 4/2$$

$$Y_{pg} = 2\text{m}$$

$X_{pg}$  = ancho del muro dividido entre dos +  $Y_{pg} * \tan\beta$ )

$$X_{pg} = \frac{1}{2} + 2 * \text{tg}(5)$$

$$X_{pg} = 0.67\text{m}$$

Entonces para el muro de terramesh su centro de gravedad será el siguiente:

Tabla 21

Centro de gravedad bloque terramesh

CENTRO DE GRAVEDAD DEL BLOQUE TERRAMESH®		
PARAMENTO	X	Y
PG	0.67	2M

Fuente: Elaboración propia

$$Y_{pb} = H/2$$

$$Y_{pb} = 4.5283/2$$

$$Y_{pb} = 2.26\text{m}$$

$$X_{pb} = \text{ancho de la base del bloque} + \frac{\text{largo del re fuerzo}}{2} + Y_{pb} * \text{tg}\beta$$

$$X_{pb} = 1 + \frac{4}{2} + 2.26 * \text{tg}(5)$$

$$X_{pb} = 3.20\text{m}$$



Centro de gravedad del bloque reforzado		
Coordenadas del bloque	x	Y
pb	3.20	2.26

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.2 Fuerzas que provocan los movimientos sísmicos

$$A_s = (1.45 - A) A$$

$$A_s = (1.45 - 0.10) (0.10)$$

$$A_s = 0.135$$

Fuerza inercial PIR

$$PIR = 0.50 A_s * (\gamma r)(H^2)$$

$$PIR = 0.50 * 0.135 * 2.56(4.5283)^2$$

$$PIR = 3.54 \text{ ton/m}$$

Localización del punto PIR

$$\gamma_{PIR} = h/2$$

$$\gamma_{PIR} = 4.5283/2$$

$$\gamma_{pir} = 2.26415 \text{ m}$$

cálculo de empuje sísmico Pae

$$PAE = 0.375 A_s * (\gamma r)(H^2)$$

$$PAE = 0.375 * 0.135(2.56)(4.5283)$$

$$PAE = 2.66 \text{ ton/m}$$

Según Alvites (2015) menciona que: para el cálculo de empuje sísmico se debe considerar un 50% de incremento sísmico (p. 120)

$$50\%(Pae) = 0.50(2.66)$$

$$PAE = 1.33 \text{ ton/m}$$

Aplicación de la fuerza PAE

$$Y_{PAE} = 0.6 * H$$

$$Y_{PAE} = 0.60 * 4.5283$$

$$\text{YPAE}=2.72 \text{ m}$$

### Verificación de su estabilidad externa

Una vez que ya se tiene definidas todas las fuerzas con sus respectivos puntos de aplicación encontraremos a analizar la estabilidad de los bloques reforzados.

### Comportamiento del deslizamiento

#### 3.3.3 Fuerzas que estabilizan los bloques

##### Peso del cajón de terramesh parte frontal

$$P_g = \gamma g(H)(A \text{ paramento})$$

$$P_g = 2.56 * (4.5283) \text{ (1)}$$

$$\mathbf{P_g = 11.59 \text{ ton}}$$

Peso del macizo reforzado

$$P_b = \gamma g(H) \text{ (A refuerzo)}$$

$$P_b = 2.56(4.5283) \text{ (4)}$$

$$\mathbf{P_b = 46.37 \text{ ton}}$$

Como resultado final de los pesos tenemos que

$$W = p_g + p_b$$

$$P = 11.59 \text{ ton} + 46.37 \text{ ton}$$

$$\mathbf{P_{Total} = 57.96}$$

##### Cálculo de la componente normal

$$N = P + Q(L) + E_a * \text{sen}(\delta - \beta)$$

$$N = 57.96 + 2(6.50) + 16.03 * \text{sen}(5 - 5)$$

$$\mathbf{N = 70.96}$$

Fuerza que actúa sobre la estructura  $T = N \text{tg} \delta$

Para este ángulo que nos pide ingresar a la formula tenemos que considerar el ángulo de fricción del suelo de fundación

$$T = 70.96 * \text{tg} 28.7$$

$$\mathbf{T = 38.85 \text{ ton}}$$

## Empuje pasivo

$$k_p = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$k_p = \tan^2\left(45 - \frac{28.7}{2}\right)$$

$$K_p=2.85$$

$$e_p = \frac{1}{2}(\gamma)(k_p(4.5283^2))$$

$$e_p = \frac{1}{2}(2.56)(2.85)(0.50)^2$$

$$E_p=0.912 \text{ ton/m}$$

$$y = \frac{H}{3}$$

$$y = \frac{0.503}{3}$$

$$Y=0.17\text{m}$$

## Fuerzas desestabilizantes

$$\sum i_{\text{nesta}} = E_a \cdot \cos(\delta - \beta)$$

$$\sum i_{\text{nesta}} = 16.03 \cos(5-5)$$

$$\sum i_{\text{nesta}} = 16.03 \text{ ton}$$

$$FS = \frac{\sum F_{\text{estabilizantes}}}{\sum F_{\text{desestabilizantes}}}$$

$$FS = \frac{38.85 + 0.912(0.17)}{16.03 + 3.54 + 1.33}$$

$$FS = 1.87 > 1.5 \text{ OK}$$

## Verificación contra el volteo

$$M_{\text{estabilizantes}} = (p_g(x_g) + (p_b)(x_b) + E_a \sin(\delta - \beta)(x_{E_a}) + (q)(l) x_q + (e_p)(y_p))$$

$$P_{\text{gavion}} = (11.59) (0.67)$$

$$P_{\text{gavion}} = 7.78 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{bloque}} = r = 46.37 * 3.20$$

$$P_{\text{bloque}} = r = 148.38 \text{ ton/m}$$

$$E_a \sin(\delta - \beta) = 16.03 * \sin(5-5) * 5.30$$

$$E_a = 0.00$$

$$q(l)x_q = 2(6.50)(1+2) + 4.5283 * \operatorname{tg}(5)$$

$$q = 39.40 \text{ ton/m}$$

$$E_p = 0.912(0.17)$$

$$E_p=0.16$$

$$M_{estabilizantes}=195.72\text{ton/m}$$

### Momentos desestabilizantes

$$\sum M_{desest.} = E \cos(\delta - \beta)(yEa) + PIR(Y_{pir}) + 0.50PaE(Y_{PAE})$$

$$\sum M_{desest.} = 16.03 \cos(5 - 5) * 2.00 + 3.54 * 2.26415 + 1.33 * 2.72$$

$$\sum M_{desestab}=43.69\text{ton/m.}$$

$$FS = \frac{195.72}{43.69} = 4.48 > 1.5 \text{ OK}$$

Cálculo de las presiones en la cimentación, esta verificación se hace con el propósito de determinar la capacidad portante del suelo de función donde va ir proyectada la base del muro

$$d = \frac{M_{est} - M_{desest}}{M}$$
$$d = \frac{195.72 - 43.69}{70.96} = 2.14\text{m}$$
$$d=2.14$$

La excentricidad esta expresada por la siguiente formula

$$e = \frac{B}{2} - d < \frac{b}{6}$$
$$e = \frac{4}{2} - 2.15 < \frac{4}{6}$$
$$e=0.15\text{m} < 0.67\text{m}$$

Para los diagramas de la presión se tendrán que hacer distribuida de manera uniforme en toda la base

$$B_r = B - 2e$$

$$B_r = 4 - 2(0.15)$$

$$B_r = 3.7\text{m}$$

La presión está determinada de la siguiente manera

$$P_{med} = \frac{N}{B_r}$$
$$P_{med} = \frac{70.96}{3.7} = 19.18$$

$$P_{med}=19.18\text{ton/m}$$

Una vez Encontrada la capacidad ultima se tiene que encontrar el factor de seguridad con relación a la presión que actúa sobre el suelo

$$f_s = \frac{P_{ult}}{p_{med}}$$
$$F_s = \frac{97.08\text{ton/m}^2}{19.18\text{ton/m}^2}$$
$$FS=5.06 > 3 \text{ OK}$$

### 3.4 Diseño Con El Programa MACSTARS 2000

#### 3.4.1 Análisis estático

A continuación, se presentan los resultados obtenidos en el programa macstars 2000 el cual se tendrá que comparar con los resultados obtenidos anteriormente.

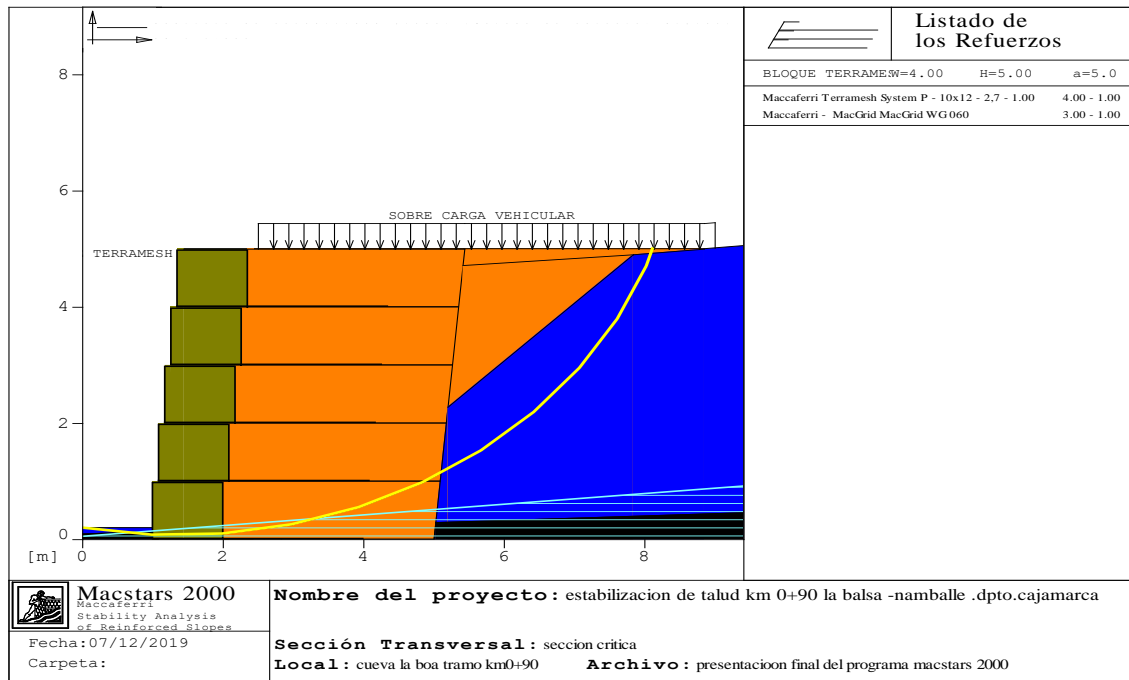


Figura 72: Programa MACSTARS 2000

Fuente: Elaboración propia

#### 3.4.2 Propiedades De Los Refuerzos Utilizados

Maccaferri - Terramesh System - P - 10x12 - 2,7 - 1.00

Resistencia a la Tracción	:4.21t/m
Tasa de deformación plástica	:2.00
Coefficiente de deformación elástica	:1.08e-03 m <sup>3</sup> /t
Rigidez del refuerzo	:42.81[t/m]
Largo de anclaje Mínimo	:0.15 m
Factor de seg. contra la ruptura (grava)	:1.44
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out)	:1.00
Factor de seg. contra la ruptura (arena)	:1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out)	:1.00
Factor de seg. contra la ruptura (arena limosa)	:1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out)	:1.00

Factor de seg. contra la ruptura (arcilla arenosa)	:1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out)	:1.00
Factor de interacción refuerzo/refuerzo	:0.30
Coefficiente de interacción refuerzo-grava	:0.90
Coefficiente de interacción refuerzo-arena	:0.65
Coefficiente de interacción refuerzo-limo	:0.50
Coefficiente de interacción refuerzo-arcilla	:0.30
Maccaferri - MacGrid - MacGrid WG - 060	
Resistencia a la Tracción	:6.12t/m
Tasa de deformación plástica	:0.00
Coefficiente de deformación elástica	:0.00e+00 m <sup>3</sup> /t
Rigidez del refuerzo	:61.16
Largo de anclaje Mínimo	:0.15 m
Factor de seg. contra la ruptura (grava)	:2.03
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out)	:1.00
Factor de seg. contra la ruptura (arena)	:1.69
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out)	:1.00
Factor de seg. contra la ruptura (arena limosa)	:1.69
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out)	:1.00
Factor de seg. contra la ruptura (arcilla arenosa)	:1.69
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out)	:1.00
Factor de interacción refuerzo/refuerzo	:0.20
Coefficiente de interacción refuerzo-grava	:0.90
Coefficiente de interacción refuerzo-arena	:0.90
Coefficiente de interacción refuerzo-limo	:0.70
Coefficiente de interacción refuerzo-arcilla	:0.50

### 3.4.3 Verificación de factores de seguridad del talud

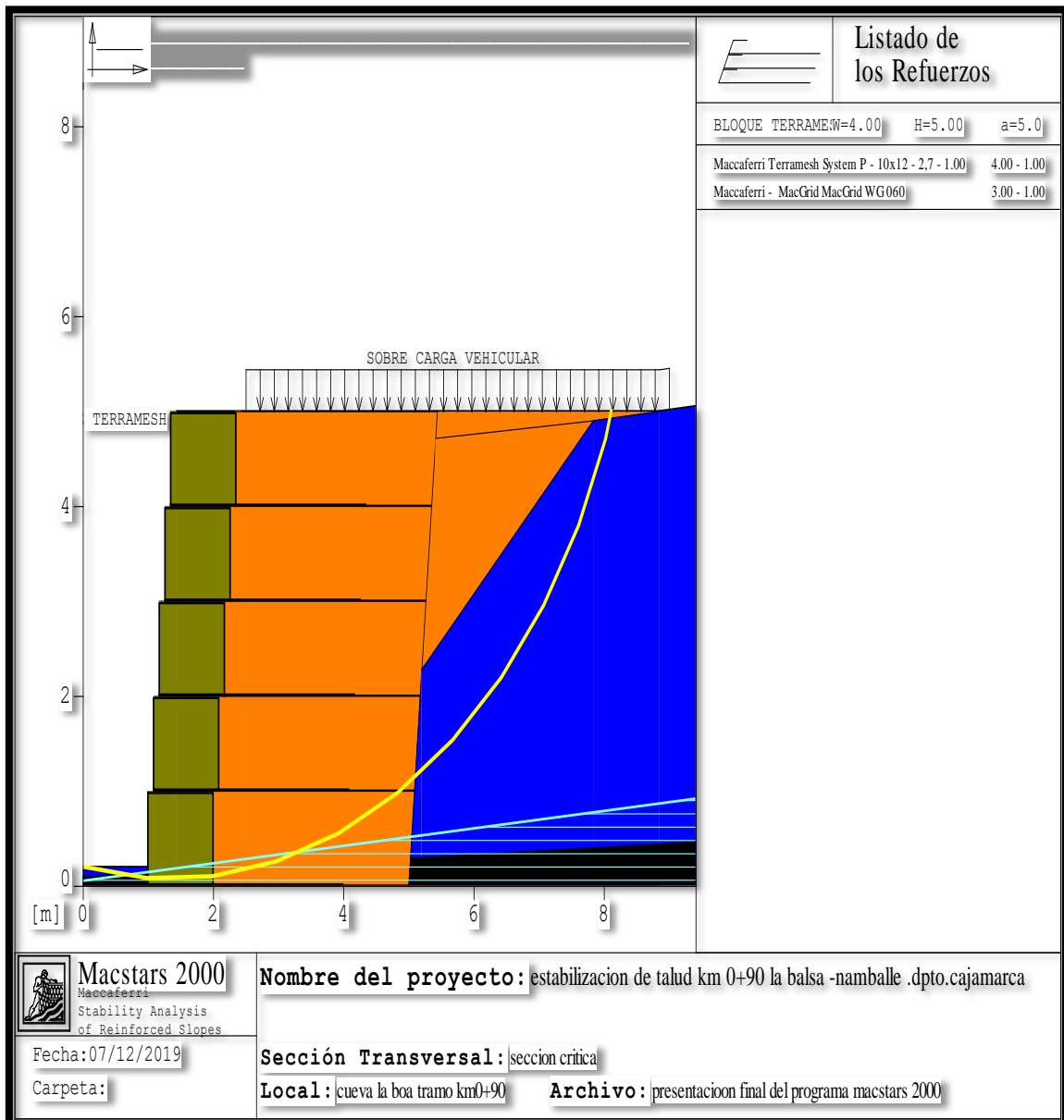


Figura 73: Análisis global obtención de factores de seguridad

Fuente: Elaboración propia

### 3.4.4 Verificación de la estabilidad Global:

Fuerza actuante en los Refuerzos de acuerdo con el Método Rígido, análisis de estabilidad con superficies circulares de acuerdo con el Método de Bishop el factor de Seguridad Calculado

Tabla 22

*Datos Céntricos*

Límites de búsqueda para las superficies de ruptura			
Limite inicial, abscisas [m]		Limite final, abscisas [m]	
Primer punto	Segundo punto	Primer punto	Segundo punto
0.00	1 9.00	6.00	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23

*Carga resistencia a la tracción del elemento terramesh*

<b>Bloque : BLOQUE TERRAMESH</b>		
<b>Maccaferri - Terramesh System - P - 10x12 - 2,7 - 1.00</b>		
<b>Relación: Carga de Tracción/Resistencia a Tracción</b>		
Y [m]	Fmáx	
0.00	-0.024	
1.00	-0.024	
2.00	-0.024	
3.00	-0.024	
4.00	-0.024	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24

*Elemento terramesh sometido a cargas*

<b>Bloque : BLOQUE TERRAMESH</b>		
<b>Maccaferri - MacGrid - MacGrid WG - 060</b>		
<b>Relación: Carga de Tracción/Resistencia a Tracción</b>		
Y [m]	Fmáx	
0.00	-0.017	
1.00	-0.017	
2.00	-0.017	
3.00	-0.017	
4.00	-0.017	

Fuente: Elaboración propia



### 3.4.5 Verificación por deslizamiento

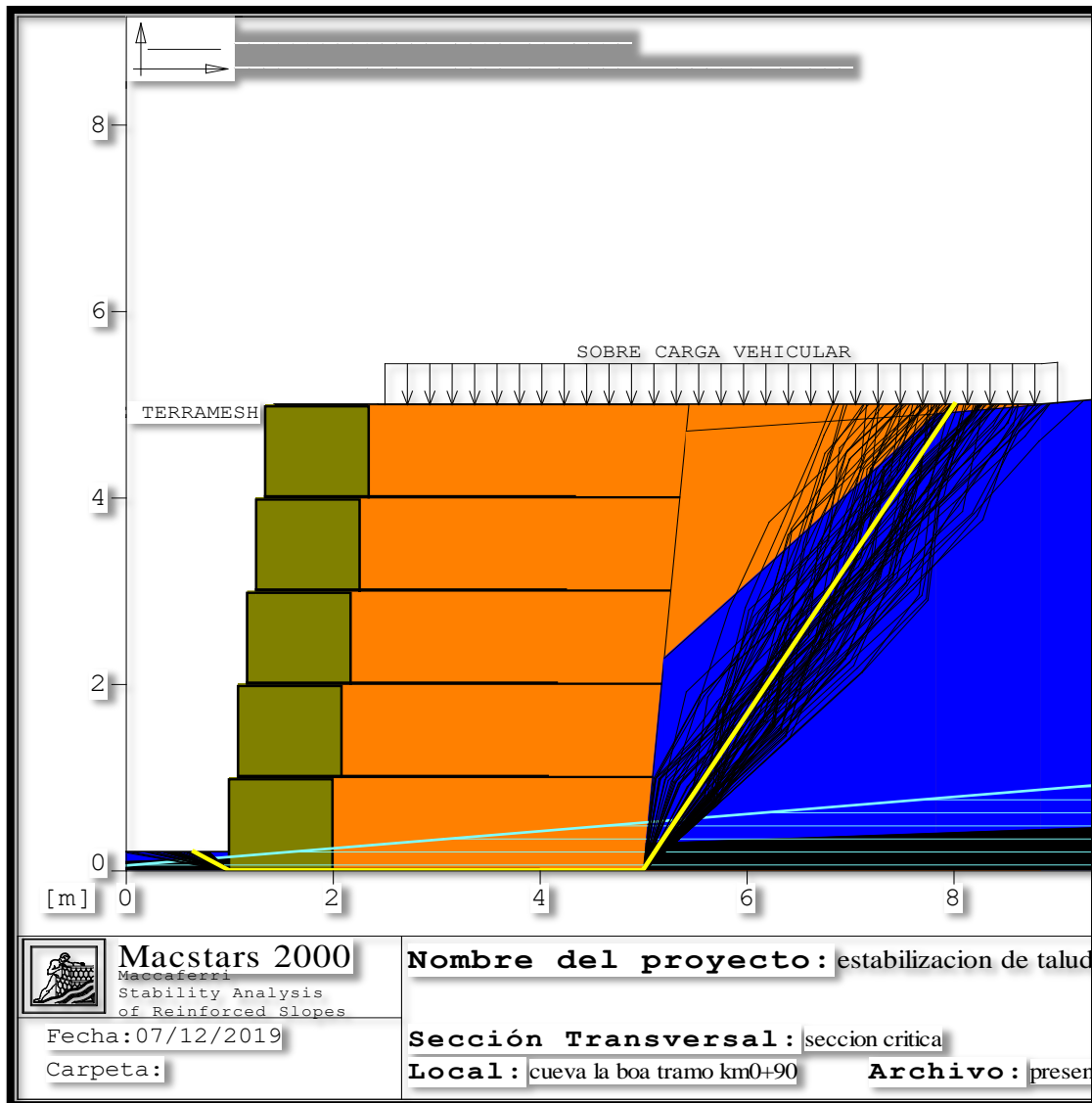


Figura 74: Verificación del deslizamiento

Fuente: Elaboración propia

#### Verificación como muro a gravedad:

Bloque Considerado: bloque terramesh

Presión disponible en la Fundación.....[t/m<sup>2</sup>] :97.08

Fuerza Horizontal Máx.....[t/m]	:11.99
Factor de Seguridad contra el Deslizamiento.....	:2.560
Momento Máx. de vuelco.....[t*m/m]	:23.97
Factor de Seguridad contra el vuelco.....	:5.324
Presión Máx. en la fundación.....[t/m <sup>2</sup> ]	:14.85
Factor de seg. de la capacidad de sup. del suelo de apoyo.....	:6.538

## IV. DISCUSIÓN

De acuerdo con los análisis realizados en este trabajo de investigación se tiene que los muros con sistema terramesh si estabilizan el talud ya en un principio se hizo el modelamiento del talud sin refuerzo el cuyo factor de falla obtenido fue de **1.066** siendo este el más crítico.

Seguido a ello se hizo un modelamiento donde se incorpora el refuerzo por intermedio del muro terramesh System cuyo factor ahorrado por el programa macstars 2000 fue de **1.227** con una longitud de refuerzo de 4m es decir mientras más longitud tenga el refuerzo introducido la resistencia del suelo aumenta de manera significativa por otro lado se ha llegado a determinar que con este tipo de estabilización se logra aumentar el área del carril que se está estudiando.

Según Espada(2017) nos dice que: El uso de la geomallas reducen hasta un 50% de costo, se coincide con este autor ya que el costo de la malla de refuerzo está por debajo del costo del cemento entonces haciendo una comparación con los materiales que se utilizan para la construcción de un muro con el sistema terramesh Sistema este es más económico porque su construcción está hecha a base cajones de 1m de altura por 1 m de ancho y con un refuerzo de 4 m le largo.

## V. CONCLUSIONES

1. El muro con el sistema terramesh cumple con todos los requisitos para poder ser empleado en la estabilización de taludes adecuándose de manera eficaz a la topografía del terreno y también a las condiciones geotécnicas del mismo.
2. Como resultado final de todo el análisis estructural del muro con el sistema terramesh se ha llegado a determinar que los factores de seguridad, de deslizamiento ( $2.560 > 1.5$ ), volteo ( $5.324 > 2$ ), capacidad portante ( $6.538 > 3$ ), pasan los parámetros de diseño logrando que la estructura se mantenga en equilibrio resistiendo todas las fuerzas que actúan sobre ella.
3. las propiedades tanto físicas como mecánicas del suelo son fundamentales en el análisis de diseño ya que nos proporcionan las características del suelo en el que vamos a analizar los resultados obtenidos en laboratorio se clasifican en SM (arena limosa con grava), cuyos valores son los siguientes peso específico del suelo  $\gamma_s = 2560 \text{ kg/cm}^3$ , Angulo de fricción interno del suelo  $\phi = 28.7^\circ$ , cohesión del suelo de fundación  $C = 0.02 \text{ kg/cm}^2$  capacidad portante del suelo  $q_{adm} = 97.08 \text{ ton/m}^2$  siendo un suelo de muy buena calidad.
4. Las condiciones geométricas se relacionan directamente con los parámetros de diseño siendo estos quien nos ayudan a determinar los anchos, las alturas, los largos y las profundidades del muro, para este caso las dimensiones que he tomado para el pre dimensionamiento son, una base de 1m con una altura de 1m y un refuerzo de 4m el cual su comportamiento ha sido muy optimo frente a las sollicitaciones de las cargas influyentes en el muro.
5. Para conocer la inestabilidad del talud se ha realizado un minucioso estudio con el programa macstars 2000 desarrollado por la empresa macafferri, este software es muy utilizado por muchos autores de tesis ya que ayuda a obtener de manera rápida y precisa los factores de diseño como también los factores de seguridad del talud, para este caso el factor más crítico en el macizo fue de 1.066 una vez localizado el punto de falla se comienza a proyectar al análisis del muro con el sistema terramesh, obteniendo un factor global de muro y talud de 1.227 con ello decimos que el talud está estabilizado.

## VI. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda que cuando se valla a realizar un estudio de estabilización de taludes utilizando este sistema, primero se tiene que realizar los trabajos básicos de la topografía, el estudio de mecánica de suelos, con la única finalidad de determinar si el talud es accesible a los trabajos de explanación para la colocación de los paramentos del muro terramesh.
2. En el caso que si los factores de seguridad no pasen los parámetros de diseño se tiene que realizar nuevamente el análisis hasta obtener el factor adecuado que cumplan con lo solicitado, en el segundo análisis que se haga se comenzara con otro pre dimensionamiento es decir se tiene que ampliar la base, la altura, ancho de refuerzo hasta llegar a obtener los factores de seguridad mayores a los del diseño.
3. Si las propiedades mecánicas y físicas del suelo son muy bajas es decir si son menores que 1 ton/m<sup>2</sup> se tiene que hacer un refuerzo en la cimentación, con el propósito de aumentar la capacidad de resistencia a la tracción y algunas otras propiedades.
4. Si las dimensiones del muro de terramesh se vuelven robustas porque los factores de seguridad quizá no pasen los parámetros de diseño se tiene hacer evaluación con criterios y ver qué sistema de muros se adecua a ese talud o suelo.
5. Se recomienda que para el análisis de los taludes se escoja un método de análisis con menos error en los cálculos, para así llegar a obtener el factor de seguridad de falla más crítico en el talud, mientras más bajo sea el factor de seguridad mayor es la confiabilidad de que la falla se concentre en ese punto.

## REFERENCIAS

- Aviles pilco, m. j. (2014). analisis sismico para muros de contencion de hormigon armado comrado con muros de gaviones y sistema de suelo reforzadopara altura  $h=5m, h=7.5m, h=10m, h=15$  para una longitud de 80m. quito: universidad central del ecuador .
- Ayabaca, b. i., & salazar, l. d. (2018). analisis comparativo tecnico-economico entre un muro de contencion de hormigon armado y muro de contecion suelo mecanicamente estabilizado con el sismtema terramesh para el proyecto urbanizacion toscana. quito,ecuador .
- Báez, l. c., & echeverri, p. (2015). diseño de estructuras de contención considerando interacción suelo-estructura. bogota,colombia.
- Dávila , i. a., & morales, e. a. (2015). estudio tecnico comparativo entre un muros de concreto armado y muro terramesh para la localidad de p.t.pueblo libre,distrito uchumayo,provinvia arequipa,dpto.arequipa. chimbote.
- Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volumen I. Publicación N° FHWA – NHI – 10 – 024 (2009).
- Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume II. Publication N° FHWA – NHI – 10 – 025 (2009).
- Espada, r. a. (2017). estudio comparativo de costos entre muros de contención por el método convencional y por el método del suelo reforzado con geomallas. huaraz.
- Estudio Comparativo del Muro de Hormigón Armado y del Muro Reforzado con Geosintéticos. Autores: Dioselina Rosero, Daniel Falquez, Diego Noboa, Ing.Gastón Proaño.Comparación entre Muros de Suelo Reforzado con elementos extensible einextensible. Autor: Miguel Alonso Pinedo Arévalo (2012).
- Flores, k. f. (2017). “eficiencia del diseño muro de contencion de gran altura con tecnica de tierra armada respecto al muro de contencion de concreto armado en la ciudad de puno. puno.
- Gonsales , l., ferrer, m., ortuño, l., & oteo, c. (2002). ingenieria geologica. madrid: ©2004 por pearson educacion.s.a.

- Hurtado zamora, o. (2017). analisis tecnico economico para la estabilizacion de taludes en la vias empleando sistemas de muro no convencional, tramo de carretera kishuara- puente sahuinto-abancay. trujillo: universidad privada anterior orrego.
- Juarez badillo, e., & rico rodriguez, a. (1973). mecanica de suelo. mexico: editorial limusa, sac.
- Mecánica de Suelos: Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos. Autor: Juárez Badillo (1998).
- Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines. Publication N° FHWA – NHI – 10 – 043 (2001).
- megía, j. e. (2017). estudio comparativo de costos entre muros de contención por el método del suelo reforzado con geomallas. huaraz.
- Obras de Contención. Autor: Prof. Dr. Pêrsio Leister de Almeida Barros (2005).
- Rico rodriguez, a., & del castillo, h. (1976). la ingenieria de suelos en las vias terrestres. mexico: limusa mexico 1976.
- Sistema de Tierra Armada con Geomallas (Procedimiento de diseño y evaluación de estructuras existentes). Autor: Lisbeth Johana Morataya Pérez (2011).
- Toro, i. j., & . (2014). evaluación de la inestabilidad de taludes en la carretera las pirias- cruce lambayeque, san ignacio. jaén: universidad nacional de cajamarca.

# ANEXOS

## Anexo 01: Matriz de consistencia

MATRIZ DE CONSISTENCIA							
"MURO CON SISTEMA TERRAMESH PARA ESTABILIZACION DE TALUD EN LA PROGRESIVA KM 0+90 NAMBALLE – LA BALZA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA - 2019"							
PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLE	OPERACIONALIZACIÓN VARIABLES			
Problema general	Objetivo general	Hipotesis general		Definición conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores
¿Cómo influye un muro con sistema terramesh en la estabilización de talud en el tramo km 0+90 Namballe-la Balza departamento de cajamarca-2019?	Determinar cómo influye un muro con el sistema terramesh en la estabilización de talud en el tramo del km 0+90 Namballe-la Balza departamento de cajamarca-2019	El muro con el sistema terramesh influye en la estabilización del talud en el tramo del km 0+90 Namballe-la Balza departamento de cajamarca-2019	VARIABLE INDEPENDIENTE: ESTABILIZACION DE TALUD	Reciben el nombre de taludes porque sus formaciones son inclinadas con respecto al plano horizontal formando una estructura de suelo de manera permanente, su formación está comprendida de dos maneras ya sea de manera natural o también a consecuencia de las actividades humana. (Juárez y Rico, 1973, p. 117).	La estabilización de taludes comprende en aumentar la resistencia del suelo introduciendo materiales propiamente diseños para resistir los esfuerzos y fuerzas externas que este talud emite	EVALUACION DEL TALUD	Factor critico de falla programa macstars 2000 Análisis de deslizamiento del talud
Problemas específicos	Objetivos específicos	Hipótesis específica				FALLAS	Rotacional Licuación Traslacional Por cuña
¿Cómo las propiedades físicas y mecánicas del suelo influyen en el comportamiento estructural del muro con el sistema terramesh para la estabilización de talud en el tramo 0+90km Namballe-la Balza departamento de cajamarca-2019?	Analizar las propiedades físicas y mecánicas del suelo para el diseño estructural de un muro con el sistema terramesh para la estabilización de talud en el tramo 0+90km Namballe-la Balza departamento de cajamarca-2019	Las propiedades físicas y mecánicas del suelo serán determinantes para el diseño estructural de un muro con el sistema terramesh en la estabilización de talud en el tramo 0+90km Namballe-la Balza departamento de cajamarca-2019.				GEOMETRÍA DEL TALUD	Topografía Cálculo de cortes y rellenos
¿De qué manera las condiciones geométricas, geológicas y climatológicas afectan el diseño estructural de un muro con el sistema terramesh para la estabilización de talud en el tramo 0+90km Namballe-la Balza departamento de cajamarca-2019?	Determinar las condiciones geométricas, geológicas y climatológicas que afectan el diseño estructural de un muro con el sistema terramesh para la estabilización de talud en el tramo 0+90km Namballe-la Balza departamento de cajamarca-2019	las condiciones geométricas, geológicas y climatológicas afectaran el diseño estructural de un muro con el sistema terramesh para la estabilización de talud en el tramo 0+90km Namballe-la Balza departamento de cajamarca-2019				PROPIEDADES MECÁNICAS Y FÍSICAS DEL SUELO	ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
¿Cómo la inestabilidad de un talud puede ser determinante para comenzar con el diseño estructural de un muro con el sistema terramesh en el tramo 0+90km Namballe-la Balza departamento de cajamarca-2019?	Conocer la inestabilidad del talud para comenzar con el diseño estructural de un muro con el sistema terramesh en el tramo 0+90km Namballe-la Balza departamento de cajamarca-2019	La inestabilidad del talud será un factor determinante para comenzar con el diseño estructural de un muro con el sistema terramesh en el tramo 0+90km Namballe-la Balza departamento de cajamarca-2019	VARIABLE DEPENDIENTE: MURO CON SISTEMA TERRAMESH SYSTEM	"una estructura de suelo reforzado terramesh consiste en la introducción de elementos resistentes a la tracción convenientemente orientados dentro de una masa de suelo compactado, que aumentan la resistencia del suelo y disminuyen las deformaciones del macizo(Hurtado,2017,p.13)	EL muro con el sistema terramesh System es una estructura que está diseñada para resistir cargas verticales y horizontales esto gracias Asus componentes que la conforman	ANALISIS SISMICO ESTRUCTURAL	FACTORES DE SEGURIDAD PREDIMENSIONAMIENTO DISEÑO SISMICO ESTRUCTURAL EN EL PROGRAMA MACSTARS 2000
						REFUERZO	GEOSINTETICOS Y MALLAS A DOBLE TORSION SEXAGONAL
						MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	ANALISIS ESTÁTICO ANÁLISIS SEUDOESTATICO



# Materiales



Cel: 980703014 / 947280585  
 Fijo: 01 7261348  
 Jr. La Madrid 204 Asociación Los Olivos  
 San Martín de Porres - Lima  
 Informes@jjgeotecniasac.com

www.jjgeotecniasac.com

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	CERTIFICADO DE ENSAYO GRAVEDAD ESPECÍFICA DE SÓLIDOS	Código	FOR-LAB-MS-009
		Revisión	1
		Aprobado	CC-JJG
		Fecha	26/02/18

**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ROCAS**  
 NTP 328.131 / ASTM D854

REFERENCIA	Datos de laboratorio		
SOLICITANTE	Edison Rodolfo Lebas Rojas		
TESIS	Influencia del diseño estructural de un muro con el sistema Anclados para la estabilización de talud en el barrio Los O + B0		
	Numbate - La Bata departamento de Cajamarca 2018*		
UBICACIÓN	Centro poblado de La Bata distrito Numbate provincia de San Ignacio departamento de Cajamarca. Fecha de ensayo: 08/10/2018		
CAUCUTA	C-1		
PROFUNDIDAD (m)	1.00 m		
MUESTRA	E-1		

1	Nº DE FOLIA	1
2	PESO DE LA FOLIA	GG 172.34
3	PESO MUESTRA DE SUELO SECO	GG 120
4	PESO MUESTRA DE SUELO SECO + PESO DE LA FOLIA	GG 292.34
5	PESO M. SUELO + PESO FOLIA + PESO AGUA	GG 743.83
6	PESO FOLIA + PESO DE AGUA	GG 870.49
7	GRAVEDAD ESPECÍFICA DE SÓLIDOS $(\frac{3 \times (4 - 5)}{6 - 5})$	2.84

**OBSERVACIONES:**

- \* Muestra provista e identificada por el solicitante
- \* Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del área de Calidad de JJ GEOTECNIA

Elaborado por:	Revisado por:	Aprobado por:
Jefe de Laboratorio	Ingeniero de Suelos y Rocas	Control de Calidad

Anexo 02: Análisis granulométrico y clasificación SUCS



Cel: 980703014 / 947280585  
 Fijo: 01 7261346  
 Jr. La Madrid 264 Asociación Los Olivos  
 San Martín de Porres - Lima  
 Informes@jgeotecniasac.com

www.jgeotecniasac.com

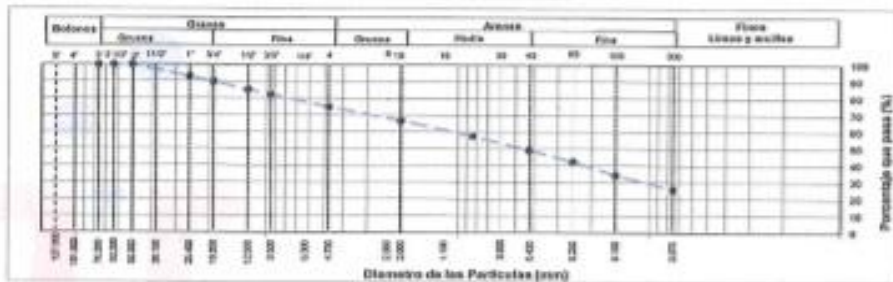
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	CERTIFICADO DE ENSAYO ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO	Código	FCR-LSR-MS-001
		Revisado	1
		Aprobado	CC-JJG
		Fecha	29/09/2017

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS  
 ASTM D5913 / MTC E - 204

REFERENCIA	: Datos de Laboratorio
SOLICITANTE	: Edson Rodrigo Laban Rojas
TIPO	: Influencia del diseño estructural de un muro con el sistema drenado para la estabilización de talud en el trazo km 0 + 90
ORIGEN	: Nombre - La Bata departamento de Cajamarca 2619*
ORIGEN	: Centro poblado de La Bata distrito Namballe provincia de San Ignacio departamento de Cajamarca
CALCATA	: D-1
ANÁLISIS	: A-F
PROFUNDIDAD	: 2.50 m
Fecha de ensayo: 03/10/2017	

TAMIZ	AASHTO T-27 (mm)	PORCENTAJE QUE PASA	ESPECIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
5"	127.000	100.0	/	<b>CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM D2216)</b> Contenido Humedad (%) 6.4 <b>LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM D4318)</b> Límite Líquido (LL) 36 Límite Plástico (LP) 22 Índice Plástico (IP) 4 Grava (%) 24.3    Arena (%) 49.1    Fines (%) 26.9 <b>CLASIFICACIÓN DE SUELOS</b> Clasificación SUCS (ASTM D2487) SM Clasificación AASHTO (D2282) A-3-4 (0) Nombre del Grupo Arena limosa con grava <b>INDICACIONES:</b> El método de secado para el ensayo de control de humedad fue en horno de laboratorio controlado a 110±5°C
4"	101.600	100.0		
3"	76.200	100.0		
2 1/2"	63.500	100.0		
2"	50.800	100.0		
1 1/2"	38.100	100.0		
1"	25.400	99.9		
3/4"	19.000	99.9		
1/2"	12.500	85.3		
3/8"	9.500	82.3		
Nº 4	4.750	75.1		
Nº 60	2.500	56.9		
Nº 20	0.840	57.6		
Nº 40	0.425	46.3		
Nº 60	0.250	42.4		
Nº 100	0.150	34.4		
Nº 200	0.075	25.9		

CURVA GRANULOMÉTRICA



OBSERVACIONES:

- Muestra provista e identificada por el solicitante
- El contenido de humedad reportado corresponde a la humedad registrada a la llegada de la muestra al laboratorio de JJ GEOTECNIA
- Para toda la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del área de Calidad de JJ GEOTECNIA

Elaborado por:  Jefe de Laboratorio	Revisado por: JJ GEOTECNIA S.A.C.  ELMER MACARENA HUAMAN INGENIERO CIVIL REG. CIP Nº 210006 Ingeniero de Sucesos y Pavimentos	Aprobado por: JJ GEOTECNIA S.A.C.  CONTROL DE CALIDAD Control de Calidad JJ GEOTECNIA
---	---	---

Anexo 03: Ensayo de corte directo



Cel: 980703014 / 947280585  
 Fijo: 01 7261346  
 Jr. La Madrid 284 Asociación Los Olivos  
 San Martín de Porras - Lima  
 Informes@jjgeotecniasac.com

www.jjgeotecniasac.com

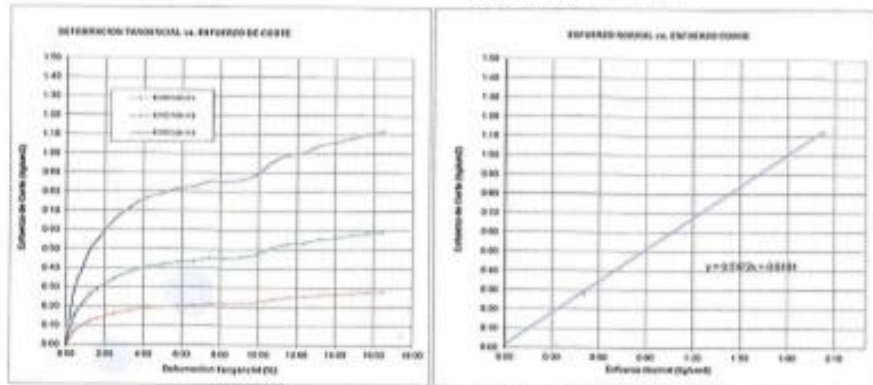
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	CERTIFICADO DE ENSAYO CORTE DIRECTO	Código	FOR-LSR-MB-018
		Revisión	2
		Aprobado	CC-JJG
		Fecha	10/0/2019

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ROCAS  
 ASTM D1060

REFERENCIA	: Datos de Laboratorio
SOLICITANTE	: Estructuras Nacionales
FECHA	: "Influencia del diseño estructural de un muro con el sistema levantado para la estabilización de talud en el trazo km 0 + 80 Naranjal - La Balsa departamento de Cajamarca 2019"
UBICACIÓN	: Centro poblado de La Balsa distrito Naranjal provincia de San Ignacio departamento de Cajamarca.
FECHA DE ENSAYO	: 3 de Octubre de 2019
CALCATA	: C-1
MAESTRA	: M-1
PROFUNDIDAD	: 1.50 m

ENSAYO DE CORTE DIRECTO BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS DRENADAS  
 ASTM D3093

VELOCIDAD DE CORTE: 0.8 mm/min




Resistencia: 0.02 kg/cm<sup>2</sup>  
 Cebada: 0  
 Ángulo de fricción (δ): 23.7°

OBSERVACIONES:

Muestra preparada por el solicitante y reducida en laboratorio a tamaño de ensayo  
 Los tres especímenes de ensayo fueron remediados con suelo pasante del tamiz N°4 a densidad seca de 1.856 g/cm<sup>3</sup>  
 Prohíbese la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del Área de Calidad de JJ GEOTECNIA SAC

Elaborado por:  Jefe de Laboratorio	Revisado por:  Ingeniero de Suelos y Pavimentos	Aprobado por:  Control de Calidad JJ GEOTECNIA SAC
---	---	--

Anexo 04: Tabla de valores para el cálculo del Angulo de fricción y cohesión



**JJ GEOTECNIA SAC**  
SUELOS - CONCRETOS - ASFALTOS

Cel: 980700014 / 947280885  
Fijo: 01 7261348  
Jr. La Madrid 264 Asociación Los Olivos  
San Martín de Porres - Lima  
Informes@jjgeotecniasac.com

www.jjgeotecniasac

<b>LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES</b>	<b>CERTIFICADO DE ENSAYO CORTE DIRECTO</b>	Código	FOR-LSR-MS-015
		Revisión	2
		Aprobado	CC-JJG
		Fecha	10/02/19

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS**  
ASTM D3080

<b>REFERENCIA</b>	: Datos de Laboratorio
<b>SOLICITANTE</b>	: Eban Madroño Laban Rojas
<b>TESIS</b>	: "Influencia del diseño estructural de un muro con el sistema rammed para la estabilización de talud"
<b>UBICACIÓN</b>	: 40 al Oeste de 0 + 30 Numbata - La Salsa departamento de Cajamarca 2019
<b>FECHA DE ENSAYO</b>	: Centro poblado de La Salsa distrito Numbata provincia de San Ignacio departamento de Cajamarca
<b>CAJICATA</b>	: C-1
<b>MUESTRA</b>	: M-1
<b>PROFUNDIDAD</b>	: 1.50 m.


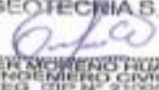

ESPECIMEN 1			ESPECIMEN 2			ESPECIMEN 3		
Área total	24.8	cm²	Área total	24.0	cm²	Área total	24.8	cm²
Área de corte	63.7	cm²	Área de corte	62.7	cm²	Área de corte	63.7	cm²
Área lateral	28.9	cm²	Área lateral	28.9	cm²	Área lateral	28.9	cm²
Densidad seca	1.836	g/cm³	Densidad seca	1.835	g/cm³	Densidad seca	1.836	g/cm³
Humedad (%)	8.2	%	Humedad (%)	8.2	%	Humedad (%)	8.0	%
wt. húmedo	0.21	kg/cm²	wt. húmedo	0.21	kg/cm²	wt. húmedo	0.23	kg/cm²
wt. seco	0.25	kg/cm²	wt. seco	0.25	kg/cm²	wt. seco	1.12	kg/cm²

Esfuerzo normal (kN)	Esfuerzo de Corte (kg/cm²)	Esfuerzo Normal (kPa)	Esfuerzo horizontal (kN)	Esfuerzo de Corte (kg/cm²)	Esfuerzo Normal (kPa)	Esfuerzo horizontal (kN)	Esfuerzo de Corte (kg/cm²)	Esfuerzo Normal (kPa)	Esfuerzo horizontal (kN)
0.20	0.20	0.20	0.02	0.02	0.02	0.02	0.20	0.20	0.02
0.41	0.07	0.12	0.41	0.15	0.12	0.06	0.41	0.12	0.15
0.82	0.10	0.25	0.82	0.21	0.25	0.08	0.82	0.25	0.24
1.24	0.12	0.31	1.24	0.26	0.32	0.08	1.24	0.32	0.31
1.65	0.14	0.34	1.65	0.28	0.34	0.08	1.65	0.34	0.45
2.07	0.18	0.40	2.07	0.35	0.43	0.08	2.07	0.43	0.45
3.20	0.18	0.44	3.20	0.38	0.48	0.08	3.20	0.48	0.44
4.12	0.18	0.46	4.12	0.41	0.49	0.08	4.12	0.49	0.46
4.94	0.20	0.47	4.94	0.42	0.50	0.08	4.94	0.50	0.47
5.77	0.20	0.49	5.77	0.43	0.52	0.08	5.77	0.52	0.49
6.59	0.21	0.49	6.59	0.44	0.52	0.08	6.59	0.52	0.49
7.42	0.21	0.50	7.42	0.45	0.53	0.08	7.42	0.53	0.50
8.24	0.21	0.50	8.24	0.45	0.53	0.08	8.24	0.53	0.49
9.06	0.22	0.49	9.06	0.46	0.53	0.08	9.06	0.53	0.49
9.89	0.22	0.50	9.89	0.47	0.54	0.08	9.89	0.54	0.50
10.71	0.24	0.51	10.71	0.51	0.57	0.08	10.71	0.57	0.54
11.54	0.25	0.55	11.54	0.52	0.59	0.08	11.54	0.59	0.55
12.36	0.25	0.55	12.36	0.53	0.59	0.08	12.36	0.59	0.55
13.18	0.26	0.57	13.18	0.56	0.61	0.08	13.18	0.61	0.57
14.01	0.26	0.57	14.01	0.56	0.61	0.08	14.01	0.61	0.57
14.83	0.27	0.58	14.83	0.57	0.62	0.08	14.83	0.62	0.58
15.65	0.28	0.59	15.65	0.58	0.62	0.08	15.65	0.62	0.58
16.48	0.28	0.59	16.48	0.58	0.62	0.08	16.48	0.62	0.58

**OBSERVACIONES:**  
 Muestra proporcionada por el solicitante y reducida en laboratorio a tamaño de ensayo.  
 Los tres especímenes de ensayo fueron remediados con suero pesante del tipo N°4 a densidad seca de 1.836 g/cm³.  
 Prohíbese la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del Área de Calidad de JJ GEOTECNIA SAC.

Elaborado por:	Revisado por:	Aprobado por:
 Jefe de Laboratorio	JJ GEOTECNIA S.A.C.  INGENIERO DE SUELOS Y PAVIMENTOS REG. O.P. N° 210006	JJ GEOTECNIA S.A.C.  CONTROL DE CALIDAD JJ GEOTECNIA

## Anexo 05: Calibración de los equipos de laboratorio de suelos


 <b>Test &amp; Control</b> Laboratorio de Calibración	<b>SISTEMA DE GESTIÓN DE LA CALIDAD</b> NTP ISO / IEC 17025:2017	
<b>CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN</b> <b>TC - 1505 - 2019</b>		
PROFORMA : 0712A	Fecha de emisión : 2019 - 04 - 25	Página : 1 de 3
<b>SOLICITANTE : MTL GEOTECNIA S.A.C.</b> Dirección : Cal.La Madrid Nro. 264 Asc. Los Olivos Lima - Lima - San Martín De Porres		
<b>INSTRUMENTO DE MEDICIÓN :</b> BALANZA		TEST & CONTROL S.A.C. es un Laboratorio de Calibración y Certificación de equipos de medición basado a la Norma Técnica Peruana ISO/IEC 17025.
Tipo : ELECTRÓNICA		TEST & CONTROL S.A.C. brinda los servicios de calibración de instrumentos de medición con los más altos estándares de calidad, garantizando la satisfacción de nuestros clientes.
Marca : SARTORIUS		Este certificado de calibración documenta la trazabilidad a los patrones nacionales o internacionales, de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI).
Modelo : LC2201S		Con el fin de asegurar la calidad de sus mediciones se le recomienda al usuario recalibrar sus instrumentos a intervalos apropiados de acuerdo al uso.
N° de Serie : 80310007		Los resultados en el presente documento no deben ser utilizados como una certificación de conformidad con normas de producto o como certificado del sistema de calidad de la entidad que lo produce.
Capacidad Máxima : 2200 g		
División de Escala (d) : 0,01 g		
División de Verificación (e) : 0,01 g		
Clase de Exactitud <sup>(1)</sup> : 1		
Capacidad Mínima <sup>(1)</sup> : 1 g		
Procedencia : ALEMANIA		
Identificación : No Indica		
Intervalo de AT Local : 18 °C hasta 30 °C		
Fecha de Calibración : 2019 - 04 - 24		
Ubicación : LABORATORIO DE SUELOS		
<b>LUGAR DE CALIBRACIÓN</b> Instalaciones de MTL GEOTECNIA S.A.C.		
<b>MÉTODO DE CALIBRACIÓN</b> La calibración se realizó por comparación directa entre las indicaciones de lectura de la balanza y las cargas aplicadas mediante pesas patrón según procedimiento PC-011 "Procedimiento para la Calibración de Balanzas de Funcionamiento No Automático Clase I y II". Cuarta Edición - Abril 2010. SNM - INDECOPI.		
TEST & CONTROL S.A.C. no se responsabiliza de los perjuicios que puedan ocurrir después de su calibración debido a la mala manipulación de este instrumento, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración declarados en el presente documento. El presente documento carece de valor sin firma y sello.		
		 <b>Lic. Nicolás Ramos Paucar</b> Gerente Técnico CPF: 0318

## Anexo 06: Calibración de la balanza

PGC-16-r08/Octubre 2017/Rev.01

Jr. Condesa de Lemos N° 117 - San Miguel - Lima / Teléfono: 262-9536 / E-mail: informes@testcontrol.com.pe

PROHIBIDA LA REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL DE ESTE DOCUMENTO SIN AUTORIZACION ESCRITA DE TEST & CONTROL S.A.C.



**Test & Control**

Laboratorio de Calibración

**SISTEMA DE GESTIÓN DE LA CALIDAD**  
NTP ISO / IEC 17025:2017

Certificado : TC - 1505 - 2019  
Pagina : 2 de 3

**TRAZABILIDAD**

Patrón de Referencia	Patrón de Trabajo	Certificado de Calibración
Juego de Pesas 1 mg a 1 kg Clase de Exactitud E2 LO JUSTO S.A.C.	Juego de Pesas 1 mg a 1 kg Clase de Exactitud F1	IP-119-2018
Pesa 2 kg Clase de Exactitud E1	Pesa 2 kg Clase de Exactitud F1	LM-330-2018

**RESULTADOS DE MEDICIÓN**

**INSPECCION VISUAL**

Ajuste de Cero	Tiene	Escala	Tiene
Oscilación Libre	Tiene	Cursor	No Tiene
Plataforma	Tiene	Nivelación	Tiene
Sistema de Traba	No Tiene	Dispositivo Indicador Auxiliar	No Tiene

**ENSAYO DE REPETIBILIDAD**



Magnitud	Inicial	Final
Temperatura	26,10 °C	26,30 °C
Humedad Relativa	69,46 %	69,46 %

Medición N°	Carga (g)	I (g)	ΔL (mg)	E (mg)
1	1 100,00	1 100,01	4	11
2		1 100,00	4	1
3		1 100,00	5	0
4		1 100,00	5	0
5		1 100,00	4	1
6		1 100,01	4	11
7		1 100,01	4	11
8		1 100,00	5	0
9		1 100,01	4	11
10		1 100,00	4	1
$ E_{máx} - E_{mín} $			11 mg	
<b>error máximo permitido</b>			± 20 mg	

Medición N°	Carga (g)	I (g)	ΔL (mg)	E (mg)
1	2 200,00	2 200,00	4	1
2		2 200,00	4	1
3		2 200,01	5	10
4		2 200,00	4	1
5		2 200,00	4	1
6		2 200,00	5	0
7		2 200,01	5	10
8		2 200,00	5	0
9		2 200,01	5	10
10		2 200,00	4	1
$ E_{máx} - E_{mín} $			10 mg	
<b>error máximo permitido</b>			± 30 mg	



## Anexo 08: Calibración de máquina de corte directo

 <b>Test &amp; Control</b> Laboratorio de Calibración	<b>SISTEMA DE GESTIÓN DE LA CALIDAD</b> NTP ISO / IEC 17025:2017										
<b>CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN</b> <b>TC - 1507 - 2019</b>											
PROFORMA : 0712A	Fecha de emisión : 2019-04-26	Página : 1 de 2									
<b>SOLICITANTE : MTL GEOTECNIA S.A.C.</b> Dirección : Cal. La Madrid Nro. 264 Asc. Los Olivos, Lima - Lima - San Martín De Porres											
<b>INSTRUMENTO DE MEDICIÓN : EQUIPO DE CORTE DIRECTO</b> Marca : Peru Test S.A.C. Modelo : PT-CD-500 Serie : 1011 Alcance : 500 kg Resolución : 0,01 kg Procedencia : Perú Identificación : No indica Ubicación : Laboratorio de Suelos Fecha de Calibración : 2019-04-25		TEST & CONTROL S.A.C. es un Laboratorio de Calibración y Certificación de equipos de medición basado a la Norma Técnica Peruana ISO/IEC 17025.  TEST & CONTROL S.A.C. brinda los servicios de calibración de instrumentos de medición con los más altos estándares de calidad, garantizando la satisfacción de nuestros clientes.  Este certificado de calibración documenta la trazabilidad a los patrones nacionales o internacionales, de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI).  Con el fin de asegurar la calidad de sus mediciones se le recomienda al usuario recalibrar sus instrumentos a intervalos apropiados de acuerdo al uso.  Los resultados en el presente documento no deben ser utilizados como una certificación de conformidad con normas de producto o como certificado del sistema de calidad de la entidad que lo produce.									
<b>LUGAR DE CALIBRACIÓN</b> Instalaciones de MTL GEOTECNIA S.A.C.											
<b>MÉTODO DE CALIBRACIÓN</b> La calibración se efectuó por comparación directa utilizando el PIC-023 * Procedimiento interno de Calibración de Prensas, Celdas y Anillos de Carga*.											
<b>CONDICIONES AMBIENTALES</b>											
	<table border="1"><thead><tr><th>MAGNITUD</th><th>INICIAL</th><th>FINAL</th></tr></thead><tbody><tr><td>TEMPERATURA</td><td>21,6 °C</td><td>21,6 °C</td></tr><tr><td>HUMEDAD RELATIVA</td><td>61,0%</td><td>62,0%</td></tr></tbody></table>	MAGNITUD	INICIAL	FINAL	TEMPERATURA	21,6 °C	21,6 °C	HUMEDAD RELATIVA	61,0%	62,0%	
MAGNITUD	INICIAL	FINAL									
TEMPERATURA	21,6 °C	21,6 °C									
HUMEDAD RELATIVA	61,0%	62,0%									
TEST & CONTROL S.A.C. no se responsabiliza de los perjuicios que puedan ocurrir después de su calibración debido a la mala manipulación de este instrumento, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración declarados en el presente documento. El presente documento carece de valor sin firma y sello.											
 <b>Lic. Nicolas Ramos Paucar</b> Gerente Técnico. CFP : 0316											



## Anexo 9: Trabajabilidad de la máquina de corte directo



Laboratorio de Calibración

SISTEMA DE GESTIÓN DE LA CALIDAD  
NTP ISO / IEC 17025:2017

Certificado : TC - 1507 - 2019

Página : 2 de 2

### TRAZABILIDAD

Patrón de Referencia	Patrón de Trabajo	Certificado de calibración
Manómetro Digital 700 bar TEST & CONTROL	CELDA ANYLOAD	LM-0033-2019

### RESULTADOS DE MEDICIÓN

Indicación del Equipo ( kg )	Indicación del Patrón ( kg )	Error ( kg )	Incertidumbre ( kg )
10,00	9,45	-0,55	0,01
100,00	99,45	-0,55	0,10
150,00	150,52	0,52	0,15
200,00	199,18	-0,82	0,20
250,00	249,06	-0,94	0,25
300,00	299,13	-0,87	0,30
350,00	348,88	-1,02	0,35
400,00	398,95	-1,05	0,40
450,00	449,14	-0,86	0,45
500,00	498,87	-1,13	0,50

### OBSERVACIONES

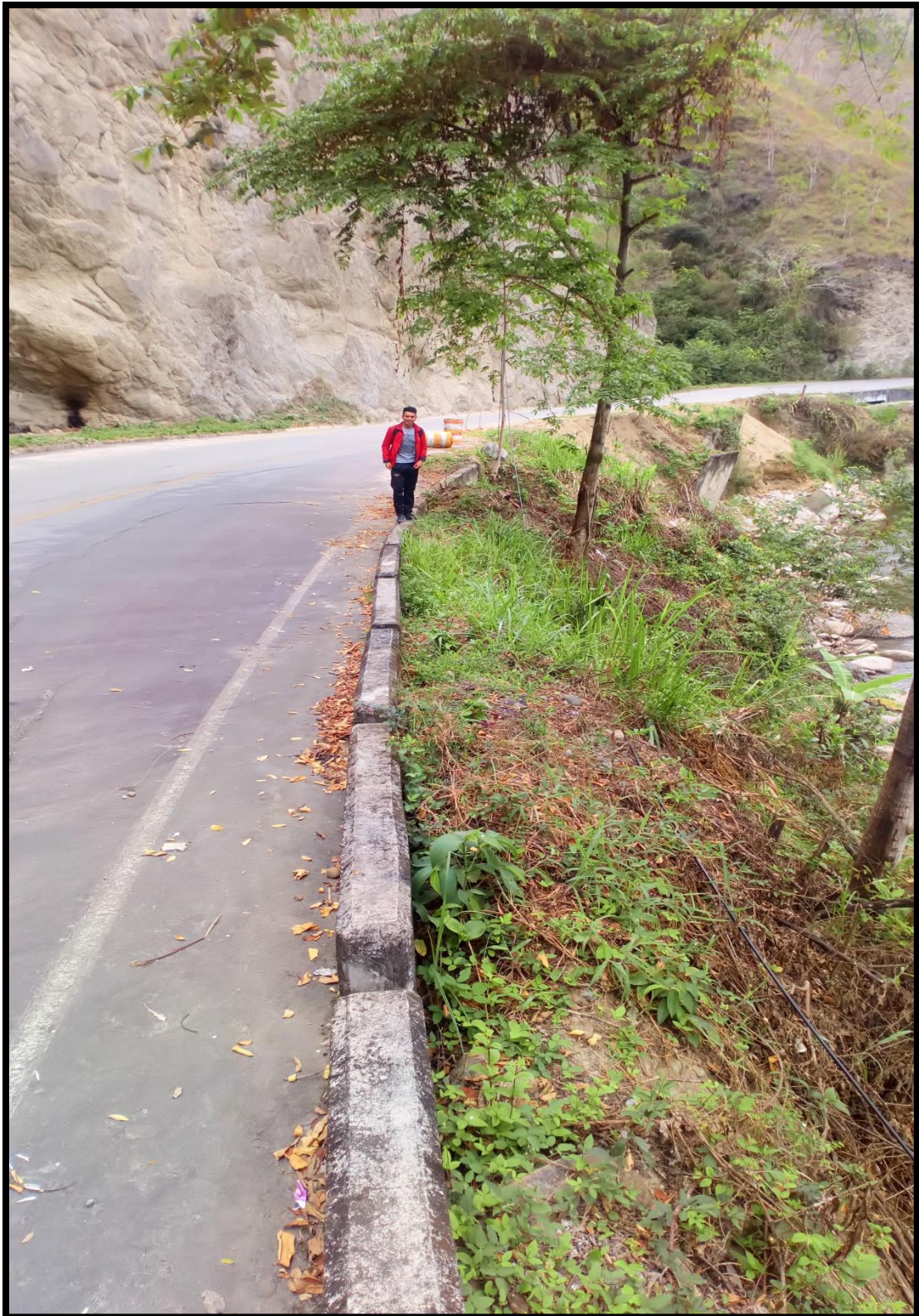
Con fines de identificación de la calibración se colocó una etiqueta autoadhesiva con el número de certificado.

### INCERTIDUMBRE

La incertidumbre expandida de medida se ha obtenido multiplicando la incertidumbre típica de medición por el factor de cobertura  $k=2$  que, para una distribución normal, corresponde a una probabilidad de cobertura de aproximadamente el 95%.

FIN DEL DOCUMENTO

Anexo 10: Reconocimiento de campo



## Anexo 11: Levantamiento topográfico



Anexo 12: Excavación de calicata



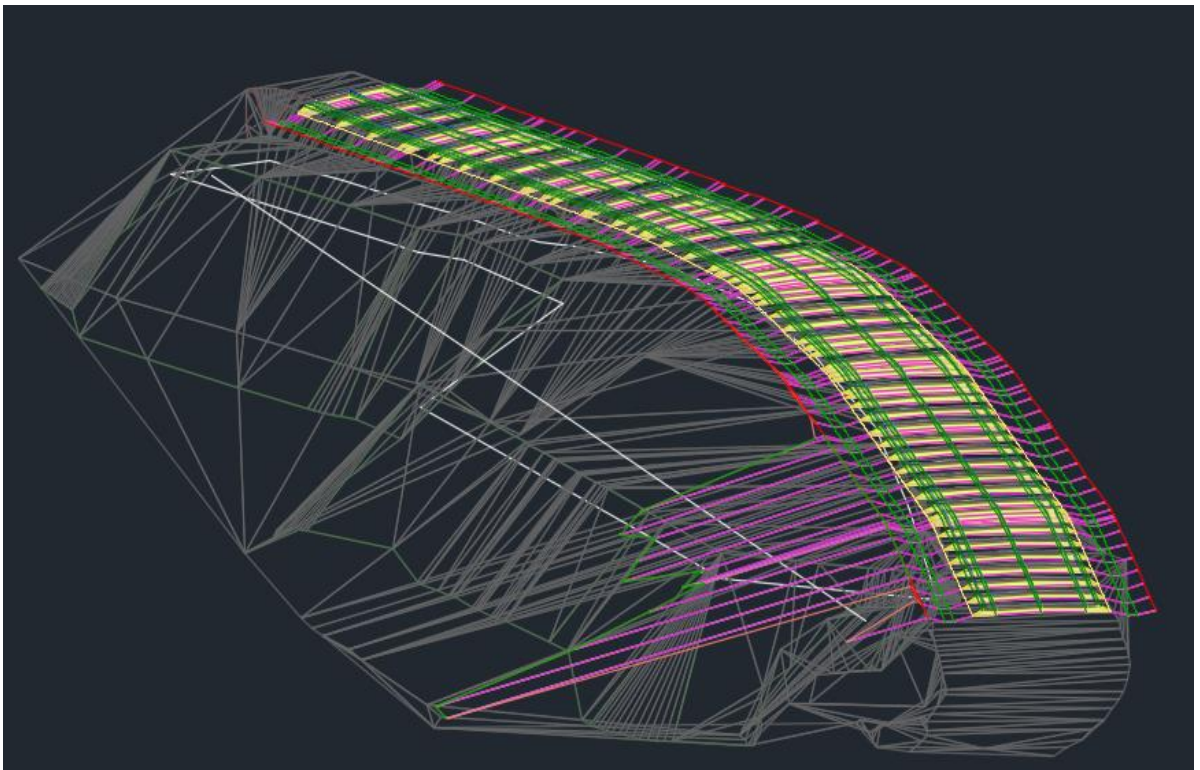
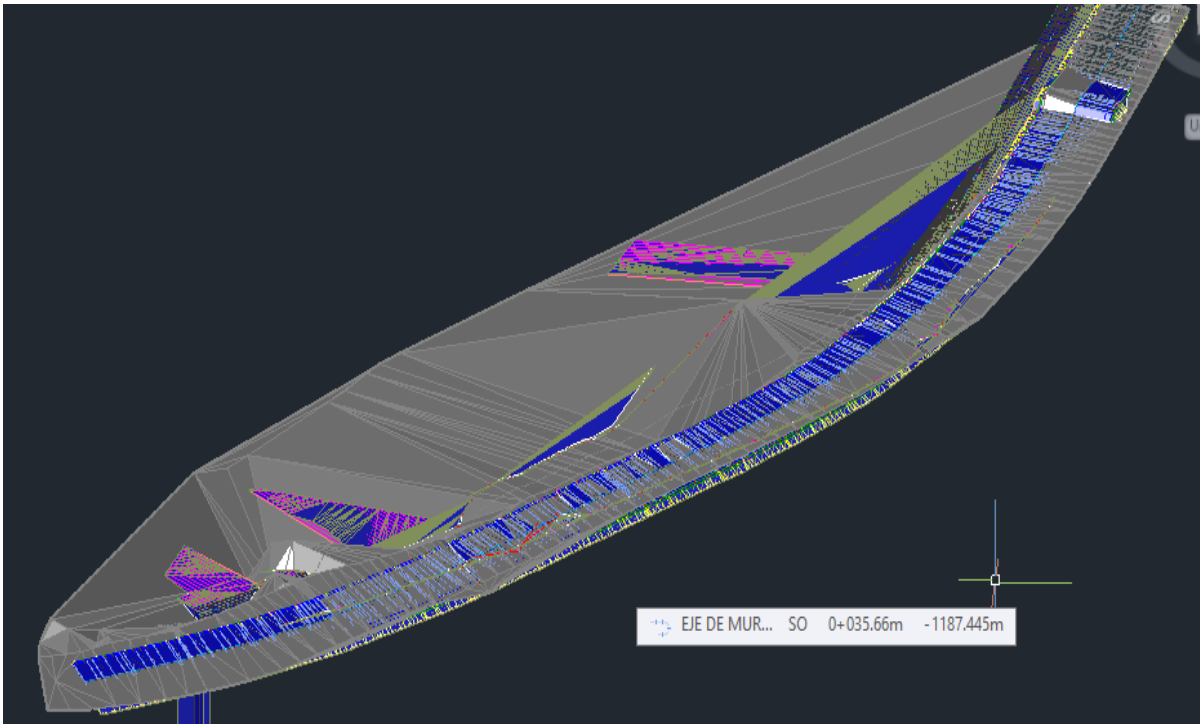
Anexo 14: Excavación de calicata dimensiones 1x1.20x150”



Anexo 14: Talud de análisis



Anexo 15: Trabajos en gabinete civil 3D creación de curvas de nivel más corrido de la carretera para poder diseñar el muro de terramesh System



## Anexo 16: Modelamiento de muro y talud en el programa MACSTARS 2000

Maccaferri - [MacStars2 - mecanica de suelos]

Archivo Edición Exhibir Datos Iniciales Analisis Ventana Ayuda

RELENO  
TERRENO DE FUNDACION  
TM

Dimensión del bloque

Bloque:   Muro de bloques  Angulo de fricción [°] entre el bloque y el refuerzo

Refuerzo principal

Fabricante:  Familia de productos:  Producto:

Largo del refuerzo [m]:  Espaciamiento [m]:  Largo del anclaje Sup. [m]:

Posicionado sobre el bloque:  Inclinación del paramento [°]:  Lado del talud:

Origen del bloque [m]:  Dimensiones del bloque [m]:  
 Abscisa:  Ordenada:  Largo de la base:  Altura:

Visualiza la base de datos de los refuerzos

< Atrás | Siguiente > | Cancelar | Ayuda

**Macstars 2000**  
Maccaferri  
Stability Analysis of Reinforced Slopes

Nombre del proyecto: estabilizacion de tates progresiva km0+90

Fecha: 30/11/2019  
Carpetas: 1

Sección Transversal: seccion critica  
Local: progresiva km 0+90 La Balsa Archivo: MacStars2

C:\Program Files (x86)\Maccaferri\Macstars\Macstars.mdb

Verificaciones para el muro  
 $FS_{de} = 1.573$   $FS_{vo} = 2.439$   $FS_{pf} = 8589899776.000$

SOBRE CARGA VEHICULAR

TERRAMESH

[m] 0 2 4 6 8

**Listado de los Refuerzos**

BLOQUE	TERRAMESH=4.00	H=5.00	a=5.0
Maccaferri Terramesh System P - 10x12 - 2,7 - 1,00			1.00 - 1.00
Maccaferri - MacGrid MacGrid WG 060			1.00 - 1.00

**Macstars 2000**  
Maccaferri  
Stability Analysis of Reinforced Slopes

Nombre del proyecto: estabilizacion de talud km 0+90 la balsa -namballe .dpto.cajamarca

Fecha: 07/12/2019  
Carpetas:

Sección Transversal: seccion critica  
Local: cueva la boa tramo km0+90 Archivo: presentacion final del programa macstars 2000