


**Diseño de propuestas
constructivas Soil Nailing para
estabilidad de taludes en sitios
de la Red Nacional de
Telecomunicaciones del ICE**

CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE PROYECTO DE GRADUACIÓN

Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Gustavo Rojas Moya, Ing. Ivannia Solano Aguilar, Ing. Marco Tapia Balladares, Ing. Alonso Poveda Montoya, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.



Ing. Gustavo Rojas Moya.
Director



Ing. Marco Tapia Balladares.
Profesor Lector

Ivannia Solano Aguilar

Ing. Ivannia Solano Aguilar.
Profesora Guía



Ing. Alonso Poveda Montoya.
Profesor Observador

Abstract

This document contains information about the design of constructive proposals stabilization of slopes and hillsides sites of the Red Nacional de Telecomunicaciones in the Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), through systems implementation of type passive anchors Soil Nailing and some recommendations of erosion control geogrid, shotcrete walls against scour and channeling runoff water.

For implementation of this project they have conducted studies of inspection and identification of the problem, topography studies, analysis of soil studies, and development of stability analysis models using the Slide program and construction drawings with specifications.

As a result from the identification of problems they have been implemented engineering designs protection by systems of Soil Nailing, supported by the considerations Design Manual of Soil Nail Walls by Federal Highway Administration (FHWA) and other codes like, Código de Cimentaciones de Costa Rica, the Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, the Código Sísmico de Costa Rica 2010, Requirements for Structural Concrete ACI-318SUS-14, and others.

From the development of this document it can be concluded that it is necessary the constant maintenance of land sites foundation of ICE to continue providing telecommunication services to the population involved, reason why engineering intervention is performed.

Keywords: Passive Anchors, Soil Nailing system, slope stabilization, scour, erosion.

Resumen

Este documento contiene información sobre el diseño de propuestas constructivas de estabilización de taludes y laderas en sitios de la Red Nacional de Telecomunicaciones en el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), por medio de implementación de sistemas de anclajes pasivos tipo Soil Nailing, y algunas recomendaciones de control de erosión con geomalla, pantallas de concreto proyectado contra socavación y canalizaciones de agua por escorrentía.

Para la ejecución de este proyecto se han realizado estudios de inspección e identificación de la problemática, levantamientos topográficos, análisis de estudios de suelos, y desarrollo de modelos de análisis de estabilidad con ayuda del programa Slide y planos constructivos con sus especificaciones.

Como resultado de la identificación de problemas, se implementaron diseños ingenieriles de protección mediante sistemas Soil Nailing, sustentados en las consideraciones del manual de diseño de muros Soil Nailing de la Federal Highway Administration (FHWA) y otros códigos, como el Código de Cimentaciones de Costa Rica, el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, el Código Sísmico de Costa Rica 2010, los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI-318SUS-14, y otros.

Del desarrollo de este informe se puede concluir que es necesario el mantenimiento constante de los terrenos de cimentación de los sitios del ICE, para continuar brindando los servicios de telecomunicación a la población involucrada. Por esta razón, se realiza la intervención ingenieril.

Palabras Claves: Anclajes Pasivos, Sistema Soil Nailing, Estabilización de Taludes, Socavación, Erosión.

Diseño de propuestas constructivas Soil Nailing para estabilidad de taludes en sitios de la Red Nacional de Telecomunicaciones del ICE

JUAN CARLOS CAMPOS VALLEJOS

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Enero del 2017

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

| | |
|-----------------------------------|----|
| Prefacio | 1 |
| Resumen ejecutivo..... | 2 |
| Introducción..... | 4 |
| Alcances y Limitaciones..... | 6 |
| Marco Conceptual | 7 |
| Marco Teórico | 10 |
| Metodología | 18 |
| Resultados | 55 |
| Análisis de resultados | 71 |
| Conclusiones..... | 77 |
| Recomendaciones Generales..... | 78 |
| Recomendaciones específicas | 79 |
| Apéndices | 83 |
| Anexos | 84 |
| Referencias | 85 |

Prefacio

Los servicios públicos de energía y telecomunicaciones son, en la mayoría de los casos, indispensables para el desarrollo del país. El Instituto Costarricense de Electricidad es una empresa estatal que brinda dichos servicios, es por esta razón que son necesarios los trabajos de mejora continua de equipos, instalaciones y los sitios donde se cimentaron las estaciones.

El ICE cuenta con terrenos como las Centrales Telefónicas, Radio Bases, Estaciones Repetidoras, Almacenes, Planteles de servicio, etc., donde se ubican los equipos, las estructuras de Telecomunicaciones (torres), y todo tipo de instalaciones necesarias para generar una cobertura de Telecomunicación de calidad para los habitantes. En estos sitios se presentan problemáticas como: inestabilidad por matriz de suelo, flujo de agua subterránea, socavamiento por escorrentía de aguas, erosión en los márgenes de los sitios, inestabilidad por meteorización del suelo, inestabilidad por pendiente, flujo de escorrentía, etc. Esta es la razón principal para realizar intervenciones ingenieriles a cada uno de ellos; puesto que de no darse, el servicio se podría ver interrumpido, temporal o permanentemente.

El objetivo del proyecto es diseñar propuestas de protección para los taludes y laderas en los sitios descritos, con la finalidad de eliminar la problemática que presentan y continuar con la distribución de los servicios públicos.

Agradecimientos

A mis padres, Juan Carlos Campos Fernández y Flora Vallejos Apú, por inculcarme grandes valores y el respeto hacia la vida, por apoyarme para alcanzar mis sueños y por brindarme la mejor formación de vida.

A mis hermanos, Daniel Campos Vallejos y Karen Campos Vallejos, por su apoyo incondicional en mi vida.

A mi profesora guía, la ingeniera Ivannia Solano Aguilar, por su tiempo dedicado y su disponibilidad de consulta.

Al Instituto Costarricense de Electricidad (ICE) por abrirme las puertas para realizar mi práctica profesional.

Al ingeniero Oscar Calvo Carranza, por permitirme ingresar al ICE y por su tiempo dedicado en mi curva de aprendizaje.

A las personas que forman parte del Proceso de Infraestructura Electromecánica y Civil, y que me ayudaron en algún momento.

A los profesores del Tecnológico de Costa Rica, por su ayuda, su disponibilidad, su dedicación, y su interés en mi formación como ingeniero.

Resumen ejecutivo

Este trabajo se desarrolla como práctica profesional para optar por el título de licenciatura en Ingeniería en Construcción del Tecnológico de Costa Rica.

Se colabora con el Proceso de infraestructura Electromecánica y Civil, en su Departamento de Ingeniería Operativa en Telecomunicaciones del Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), en proyectos de estabilización de taludes y laderas de algunos sitios de la Red Nacional de Telecomunicaciones.

Este es un departamento de mantenimiento civil que vela por las condiciones óptimas en estructura, geotecnia, acabados y logística ingenieril en sitios como Centrales Telefónicas, Radio Bases celulares, Estaciones Repetidoras, Agencias, Planteles, Almacenes y otros terrenos de su propiedad, para continuar brindando el mejor servicio a la población costarricense.

El proyecto consiste en diseñar propuestas constructivas de tipo Soil Nailing, para protección de los terrenos donde están cimentados algunos sitios del ICE, con algunas recomendaciones complementarias para la implementación total del sistema, como canalización de aguas por escorrentía, enrocados Rip-Rap, muros de socavación, viga de anclaje, etc.

La importancia del desarrollo de este tema es el apoyo y colaboración en varios de los proyectos del departamento al que se ingresa como practicante.

Uno de los objetivos del departamento es continuar brindando servicios públicos de telecomunicaciones de la más alta categoría; por lo tanto, las obras de mantenimiento en infraestructura son vitales para cumplir con los estándares de calidad de los servicios públicos.

El desarrollo de la práctica profesional en el ICE, asume retos, contrariedades, grandes responsabilidades, alcances, limitaciones, etc., algo que lo hace importante como paso exitoso y lleno de esperanzas para un estudiante de la carrera de Ingeniería en Construcción, donde el desenvolvimiento refleja el crecimiento de la

formación de los prospectos en la ingeniería. Y la importancia de realizar el mejor desempeño para dejar en lo más alto a la Escuela de Construcción y sus planes de estudios.

El objetivo general de este proyecto es diseñar propuestas constructivas de estabilización de taludes y laderas de terrenos del ICE, mediante la implementación de anclajes pasivos (Soil Nailing). Además, indicar el estudio de campo y los ensayos de laboratorio necesarios para construir este tipo de obras, en sitios donde no existen estudios previos.

Los objetivos específicos de este proyecto son, analizar la problemática de inestabilidad que se presenta en cada uno de los sitios, evaluando el estudio geotécnico realizado y la definición del modelo de análisis de estabilidad de los sitios donde se deben diseñar propuestas de campo, por medio del programa Slide; implementar métodos de análisis de estabilidad de equilibrio límite para el estudio de los planos de falla; proponer técnicas constructivas e ingenieriles que respalden la integridad, seguridad y estabilidad de los sitios; identificar visualmente la problemática de los sitios donde no existen estudios, para evaluar sus condiciones; y recomendar estudios de campo y laboratorio por implementar en algunos terrenos donde no ha habido ninguna intervención ingenieril.

Los sitios estudiados en este proyecto son cuatro; dos de ellos son utilizados para diseñar el sistema Soil Nailing como refuerzo del talud inestable, debido a que cuentan con estudios del terreno necesarios para diseño. Estos son la Radio Base Purruja, ubicada en el cantón de Golfito y la Central Telefónica Cerro Savegre del cantón de Pérez Zeledón.

Los otros dos sitios no cuentan con estudios previos para diseño, por lo que se ha realizado un análisis cualitativo, donde se identifican algunas características visuales del terreno para recomendar estudios de campo y de laboratorio con el fin de dar inicio a su intervención. Estos son la Central Telefónica Cerro Alacranes,

ubicada en el cantón de Quepos y la Radio Base Esterillos ubicada en el cantón de Parrita.

Para la ejecución de la práctica profesional se utilizan los programas Excel (para diseños estructurales), Slide (para análisis de estabilidad estático y pseudoestático del talud) y AutoCAD 2010 (para el dibujo de planos constructivos). Además, se cuenta con materiales y equipo topográfico para levantamiento de los perfiles. En el caso de la Radio Base Purruja no se realiza visita al sitio, por lo que se trabaja con un perfil stratigráfico suministrado en el estudio geotécnico. El equipo consiste en dos estadias (una de 4 metros y otra de 3), cinta métrica, cuerda, estacas, nivel de burbuja y mazo. El equipo topográfico utilizado es un punto limitante, ya que no está actualizado o de menor incertidumbre. Sin embargo, se realiza el levantamiento para generar los modelos de análisis de estabilidad en Slide, en los sitios de Cerro Savegre, Cerro Alacranes y Esterillos. Estos resultan cualitativamente aproximados a la realidad de las condiciones, ya que entregan factores de seguridad esperados, de acuerdo con las condiciones de los sitios. Por ejemplo, para el análisis del terreno natural en la Radio Base Purruja, los factores son mucho mayores que la unidad, lo que hace pensar en que no se presenta ningún tipo de deslizamiento de la masa de suelo. Con esto se valida el estudio geotécnico elaborado por la empresa Ingeotec S.A. para este sitio, ya que en su reporte afirma que no se presenta inestabilidad por deslizamiento, más bien es una problemática de erosión de los suelos.

Los resultados de los diseños estructurales Soil Nailing reflejan un comportamiento de conservación o aumento de la estabilidad según el caso (erosión o inestabilidad por deslizamientos), y se amoldan a las necesidades de cada uno.

En fin, la idea de este proyecto es estudiar la problemática de los sitios e intervenirlos ingenierilmente, brindándoles mantenimiento y conservándolos en operación para satisfacer de la mejor manera las necesidades de la población involucrada.

Introducción

La mecánica de suelos es un tema sumamente amplio que debe estar presente en el conocimiento de todos los ingenieros relacionados con la parte Civil y de Construcción; de manera que se respeten todos los lineamientos y las especificaciones técnicas estipuladas en reglamentos y códigos vigentes relacionados con el tema y así, evitar negligencias por desconocimiento de esta rama de la ingeniería.

La verificación del sano comportamiento de los terrenos inclinados en contacto con estructuras públicas o privadas puede salvaguardar la seguridad e integridad de cientos de vidas, lo que deja en entrevisto la gran importancia que conlleva el mantenimiento y constante intervención de este tipo de terrenos.

Para la ejecución de este proyecto se ha integrado, como parte de la práctica profesional, el Proceso de infraestructura Electromecánica y Civil del Instituto Costarricense de Electricidad, en su departamento de Ingeniería Operativa en Telecomunicaciones y se han definido, como objetivo de intervención, sitios como la Radio Base Purruja, la Central telefónica Cerro Savegre, la Central telefónica Cerro Alacranes y la Radio Base Esterillos, con el fin de estudiar cada una de las problemáticas presentes y ejecutar un plan de acción.

El desarrollo de esta práctica cuenta con la limitación de que no en todos los sitios existen estudios de suelos, por lo que solo se implementa el diseño de protección en aquellos donde sí los hay. Entre ellos están la Radio Base Purruja y la Central telefónica Cerro Savegre. Para sitios como Cerro Alacranes y Esterillos, se ha realizado un análisis de inspección, recomendando estudios de suelos por realizar, para generar una pronta intervención de mantenimiento a estos terrenos.

Este informe de proyecto final, parte de la evaluación detallada de la problemática de los sitios propuestos, mediante el análisis de los

estudios de suelos disponibles e hidrológicos de la zona, además de la inspección en campo. También se evalúa la necesidad de alguna propuesta ingenieril que sea funcional y económica según el sitio de cimentación.

Como se puede entender, ningún tipo de solución de retención puede ser diseñada sin tener un levantamiento topográfico. De manera que una de las actividades fue realizar dichos levantamientos para los sitios de inspección (Cerro Savegre, Cerro Alacranes y Esterillos). En algunos casos como la Central de Cerro Alacranes y la Radio Base Esterillos, se levantó la topografía para tener un mejor criterio de recomendación de los estudios de campo y laboratorio por implementar, mientras que el perfil de Cerro Savegre fue levantado para construir el modelo geotécnico.

Parte importante del diseño de estabilización de terrenos inclinados es el análisis de estabilidad del talud en su condición natural y del terreno con la solución ingenieril. Para este proyecto se utiliza la herramienta computacional Slide. El modelo de análisis de estabilidad brinda un parámetro importante de guía para conocer la realidad del sitio en condiciones estáticas y pseudoestáticas. Considera las propiedades del suelo a corto plazo (condiciones no drenadas) y a largo plazo (en condiciones drenadas), la topografía del terreno, el nivel freático encontrado en los condiciones más críticas del año (en cuanto a temperatura, humedad y precipitación de las zonas a lo largo de un año), ya que este nivel se puede ver afectado por el verano o el invierno. Además, considera los factores de aceleración típica de un sismo. En el caso de Purruja se toma un factor de 0,2 y para Cerro Savegre 0,15, ambos para un periodo de retorno de 150 años.¹ Se tiene en cuenta la transferencia de los bulbos de presión

¹ Tomado del código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica en su Sección 2.5. Tabla 9.

por las cercanías de las estructuras, por esto se decide multiplicar estos coeficientes pseudoestáticos por el factor de importancia de las estructuras ($I=1,5$).

El método de análisis de estabilidad de terrenos es de gran importancia en los resultados del análisis de estabilidad. El programa Slide tiene la facilidad de utilizar varios métodos de análisis. Sin embargo, para este proyecto se aplican los métodos de Fellenius, Bishop Simplificado y Janbú Simplificado, debido a que sus consideraciones son las que mejor se ajustan a lo requerido.

La amplia gama de alternativas para dar solución a las problemáticas de los sitios, y que cumplen con criterios de funcionalidad-costo, permite la escogencia, desde un punto ingenieril, de una de ellas de forma responsable y acatando las especificaciones de los reglamentos y códigos vigentes para estos tipos de estructuras. Por esta razón, las propuestas de retención de suelos y control de erosión se basan en un sistema de anclajes pasivos de tipo Soil Nailing liviano con componentes que complementan el sistema, como pantallas de concreto proyectado (American Concrete Institute, 2014), geomallas (con especificaciones técnicas requeridas), control de escorrentías (Díaz, 2001), mediante la implementación de cuentas y contra cunetas, y un enrocado (Rip-Rap) para controlar la erosión de los taludes (Díaz, 2001).

Para los fines de este proyecto, se adjuntan planos constructivos con sus respectivas especificaciones para los sitios donde se diseñaron propuestas de protección. Los planos se podrán encontrar a escala en la sección de Anexos.

El objetivo general de este proyecto es diseñar propuestas constructivas de estabilización de taludes y laderas de terrenos del ICE, mediante la implementación de sistemas Soil Nailing y recomendar estudios de campo y laboratorio para ejecutar a corto y mediano plazo en sitios donde no existen.

Además, los objetivos específicos planteados para este proyecto son:

- ✓ Analizar el problema de inestabilidad que se presenta en los sitios del ICE, evaluando los estudios campo y laboratorio, donde sí los hay.
- ✓ Definir el análisis de estabilidad de los sitios donde se puede diseñar las propuestas, por medio del programa Slide.
- ✓ Implementar métodos de análisis de estabilidad de taludes con la herramienta computacional Slide.
- ✓ Proponer técnicas constructivas e ingenieriles que respalden la integridad, seguridad y estabilidad de los sitios, según los análisis previos.
- ✓ Identificar visualmente la problemática inicial de los terrenos, donde no existen estudios de suelo.
- ✓ Recomendar estudios de campo y los ensayos de laboratorio que se pueden realizar en los sitios donde no se han hecho.

Alcances y Limitaciones

- ✓ El perfil topográfico fue levantado con equipo antiguo y de alta incertidumbre, debido al poco tiempo de gestión de préstamo de equipos o de cuadrillas de trabajo. Esto se proyectó como una limitación de los resultados esperados.
- ✓ Dentro del alcance del trabajo se realizaron, únicamente, análisis de equilibrio límite y no otro tipo de evaluaciones de esfuerzos y deformaciones. Por esta razón se utiliza Slide, el cual consiste en un software de estudios de equilibrio-límite, donde no se permite revisar cómo se comporta la pantalla, solamente permite analizar cómo se limita el desarrollo de la superficie de falla.
- ✓ Un alcance para esta práctica es utilizar como base la reglamentación del documento de referencia utilizado (mayoritariamente), el Manual de Diseño de Muros Soil Nailing de la Federal Highway Administration y lograr conocer sobre sus especificaciones técnicas.

Marco Conceptual

En esta sección, el lector podrá encontrar la definición de algunos conceptos clave y muy generales para entrar en el contexto del informe. Sin embargo más adelante se explican con mayor detalle, para el caso del Soil Nailing.

Conceptos

Soil Nailing con anclajes pasivos

El concepto del Soil Nailing se concentra en un sistema constructivo basado en la instalación de anclajes espaciados para satisfacer las necesidades de refuerzo en los terrenos existentes. Este sistema es capaz de resistir su propio peso y además aventaja a los muros convencionales de concreto reforzado en el tema de su funcionalidad contra costo económico como sistema de retención del suelo detrás de él.

Los refuerzos pasivos incluidos en este sistema, desarrollan la acción de refuerzo mediante la interacción del suelo con el anclaje. En algunos casos, los pernos son considerados como elementos que trabajan por flexión y cortante (en la superficie de falla); sin embargo, la funcionalidad principal, en este tipo de sistema, es el esfuerzo a tensión a lo largo del perno.

El objetivo principal de la implementación de este tipo de solución constructiva es proporcionar estabilidad por medio del incremento de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Los pernos se colocan inclinados a cierto ángulo con respecto al plano horizontal, de esta forma se prevé que el sistema contribuya parcialmente con las fuerzas estabilizadoras, y al mismo tiempo, parcialmente en el incremento de la resistencia cortante del suelo en las superficies de falla.

El sistema total Soil Nailing incluye una pantalla de concreto lanzado, con malla electrosoldada en su espesor y pernos pasivos, descritos anteriormente. Estos pueden ser barras de acero, con recubrimiento de inyección de concreto en el interior de la perforación, para proporcionarle protección contra la corrosión y además para transferir las cargas del perno al suelo.

La construcción de este tipo de muro comienza desde la parte superior del talud hacia su pie, tomando en cuenta la división del proceso por etapas. Esto evidentemente, beneficia en el tema de los costos, ya que se elimina la necesidad de excavaciones con rellenos, además disminuye el impacto ambiental en comparación con el proceso de construcción de los muros convencionales. También el proceso beneficia la practicidad y comodidad en sitio, ya que no impacta en demasía el derecho de vía, como en otros casos de muros.

Estabilidad de taludes

Es la combinación de varios factores como su geometría (altura, inclinación), geología, hidrogeología y su geotecnia (resistencia y deformabilidad), de manera que se determine la condición de rotura y la posibilidad de movimiento de una masa de suelo o roca, sin presentar inestabilidad.

Erosión

La erosión es un proceso basado en el desprendimiento, transporte y depósito o sedimentación de material. Puede ser generada tanto por agua como por viento, por la acción de fuerzas de fricción de gases o fluidos en movimiento (Díaz, 2001).

La hidrogeología incluye variables o parámetros que delimitan la erosión en un sitio. Factores como precipitación, condiciones climáticas, escorrentía, infiltración, variables de la cuenca, etc., son causas de erosión de suelos.

Socavación

La socavación es un proceso de disminución del nivel de fondo en un cauce, generado por avenidas que incrementan el nivel de agua. Al aumentar la velocidad de la corriente, durante una avenida, se incrementa su capacidad de transporte de material, por lo que se genera un proceso de erosión en el fondo.

La socavación del terreno está controlada por la hidráulica de los cauces, por las propiedades del material de fondo y por la ubicación de elementos estructurales cerca de los sitios que contribuyen a la socavación.

suelos, y otros parámetros referentes a la geología del sitio.

La propuesta de sección transversal y de pendiente de las obras de control de manejo debe de contrarrestar el flujo superficial y la concentración de aguas que fomentan la erosión.

Revegetación con Vetiver

La planta Vetiver es una solución de revegetación que genera una unión de las masas de suelo propensas a deslizamiento. El Vetiver tiene una resistencia similar a una varilla #4, y penetra hasta profundidades de 5-6 m. (Díaz, 2001). El objetivo de la siembra del Vetiver es que se formen ramificaciones de unión de masas de suelo. Se debe de tener en mantenimiento, como el constante riego. Para las soluciones de revegetación es importante considerar las condiciones climáticas del sitio. El Vetiver vive en temperaturas que oscilan desde los 15°C a los 40°C.

Manejo de aguas por escorrentía

El manejo de aguas por la escorrentía de las lluvias es un método preventivo de colapso de obras que debe ser aplicado desde el inicio del proceso constructivo.

El diseño de las obras de drenaje superficial debe contemplar características de las lluvias, la topografía del sitio, las áreas de afectación, la infiltración, la susceptibilidad a la erosión de los

Marco Teórico

En esta sección se explica el proceso de construcción de los sistemas Soil Nailing, y se detallan sus estados de falla. El lector podrá encontrar esta sección subdividida en dos temas, como se detalla a continuación.

- **Sistema constructivo de muros Soil Nailing**
- **Comportamiento del sistema Soil Nailing**

Sistema Constructivo de muros Soil Nailing

Proceso de Construcción

Excavación de la primera etapa

El corte inicial se propone a una distancia en la superficie de la cara del talud, ligeramente debajo de la primera fila de pernos pasivos. La distancia común para considerar la primera excavación es de 1 a 2 m. En el caso de que los taludes en estudio presenten problemas de estabilidad en este periodo, se puede colocar una berma hasta que el sistema de pernos y la proyección del concreto sean instalados.

Otra de las soluciones al problema de estabilidad de la cara en el proceso de construcción es colocar una capa delegada y rápida de concreto lanzado. Esta problemática de inestabilidad en el proceso de construcción se da más que todo en las primeras etapas, ya que es ahí donde se presenta el material más débil por la cercanía con la cabeza del talud, propenso incluso a derrumbarse.

La excavación del suelo usualmente se hace mediante el uso de maquinaria como retroexcavadora o por medio de excavadoras hidráulicas.

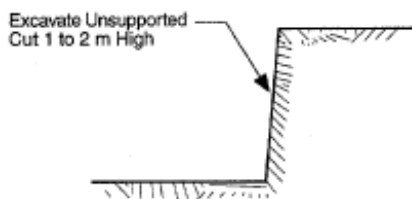


Figura 1. Excavación de la primera etapa.

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Perforación para instalación de los pernos

La perforación en la cara del muro depende, básicamente, de la longitud e inclinación necesaria utilizando el método apropiado al suelo encontrado. La importancia del método de perforación radica en aspectos importantes como la separación mínima de los pernos, por un tema de comodidad en el uso de la maquinaria o equipo. Además, el sistema de perforación debe ser capaz de perforar hasta la distancia registrada en los diseños constructivos. Por esto, la longitud e inclinación de la perforación es vital en el sistema.



Figura 2. Perforación del suelo.

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Instalación del sistema de pernos

Se coloca una lechada de concreto de menor resistencia que la convencional para la pantalla de concreto lanzado, esto se hace para evitar problemas por corrosión de la barra de acero en contacto directamente con el suelo; además, permite la transferencia de esfuerzos de tensión a la masa.

El grado de inclinación de las perforaciones tiene gran importancia en este rubro, ya que se espera un correcto flujo de la lechada, de otra

manera se podrían formar espacios vacíos donde se verán interrupciones de esfuerzos y corrosión del material.

El perno de anclaje se instala de manera que el concreto se derrame, para asegurarse de que el hueco de perforación estará totalmente cubierto. Es importante, en este punto, que se tome en cuenta el uso de espaciadores que permitan centralizar el perno en la perforación. Típicamente, estos son centralizadores de PVC, espaciados a una distancia de 1.5-2 m.

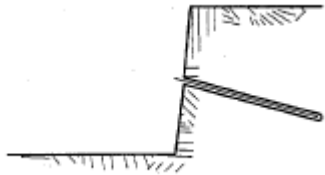


Figura 3. Instalación del sistema de pernos.

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA.

Instalación del sistema de drenaje

Este es un sistema sintético y prefabricado con espesor variable de acuerdo con el tipo de suelo con el que se trabaja. La ubicación de los tubos de drenaje va en consideración de la ubicación de los pernos, ya que se instalan entre ellos en la dirección vertical, y con una separación igual a la de los pernos en la dirección horizontal.

Los tubos de drenajes atraviesan la pantalla de concreto (lagrimales) para proporcionar el debido desagüe detrás del muro, y es por esto que son instalados antes del proceso de lanzamiento de concreto. Además, se colocan en cada etapa de trabajo que se desarrolle, así se garantiza evitar filtraciones por aguas perdidas o colgadas, o por infiltración en el límite de superficie con la siguiente etapa de construcción. El drenaje total debe ser conectado con un sistema de canalización de aguas en el pie del talud.

Construcción de la pantalla de concreto

El sistema que compone la totalidad de la pantalla de concreto consiste en una malla

electro-soldada que le brinda confinamiento al concreto, con separación entre alambres de 15-25 cm. Otro elemento del muro es el concreto, que es lanzado por vía húmeda. En este tipo de muro se trabaja para espesores de 10-15 cm. Se instalan las placas de acero para generar la conexión entre los pernos con la pantalla. Esta placa tiene dimensiones típicas de 200 mm por 200 mm y un espesor aproximado de 6.35 mm (se puede instalar otro tipo de placa que cumpla con el diseño). Además, se debe contemplar la necesidad de acero de refuerzo por punzonamiento detrás de la placa metálica.

La unión del perno con la placa puede determinarse de dos maneras; la primera es mediante una conexión mecánica de tuerca y arandela donde se rosca la tuerca de manera que la placa quede embebida a una distancia mínima en el concreto aún en estado plástico; y la segunda, mediante una soldadura de diámetro aproximado de 3.17 mm. De manera que la cabeza del anclaje y la placa no queden expuestas a la intemperie. Se acostumbra recubrir los elementos de acero por medio de un tapón de concreto o cabezal en forma cuadrada o trapezoidal.

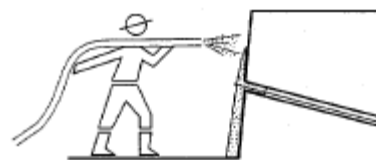


Figura 4. Construcción del muro de concreto lanzado.

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA.

Repetición del proceso hasta la etapa final

Todo el proceso de construcción de la primera etapa se repite en las siguientes, hasta llegar a la última, en el pie del talud; es decir, desde la excavación, la instalación de los pernos con la lechada de concreto, el sistema de drenaje hasta la construcción de la pantalla de concreto lanzado.

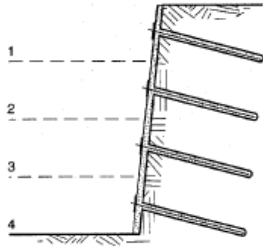


Figura 5. Repetición del proceso constructivo.
Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Comportamiento del sistema Soil Nailing

Las cargas que se desarrollan dentro del sistema de anclajes son producidas por el resultado de la interacción friccionante entre el perno y el suelo, principalmente. Secundariamente, se dan por la interacción entre el suelo y la pantalla de concreto, que es responsable de la tensión producida en la cabeza del anclaje (típicamente es un porcentaje de la tensión máxima en el anclaje). Esta tensión máxima ocurre dentro del cuerpo del anclaje a una distancia desde la cara del muro, donde pasa la línea de tensión máxima y que depende directamente de la ubicación del perno en el eje vertical. Esta línea divide el cuerpo del perno en dos zonas; la primera es la "zona activa", que está cerca de la cara del muro y donde los esfuerzos de corte ejercidos por el suelo sobre el refuerzo se dirigen hacia el exterior y tienden a llevar el anclaje fuera del suelo. La otra zona de acción de cargas se denomina "zona resistente", donde el cortante se dirige hacia el interior de la masa del suelo y tiende a restringir al refuerzo de extracción.

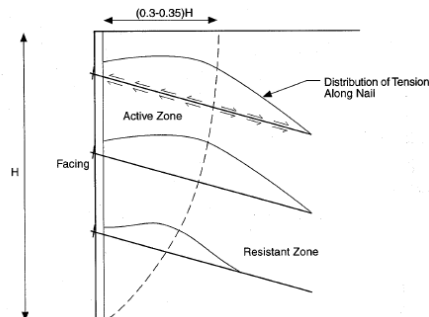


Figura 6. Comportamiento del sistema Soil Nailing
Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Esa línea de tensión máxima no corresponde a la superficie de deslizamiento del sistema completo, pero sí refleja el comportamiento de interacción entre el suelo

con el sistema de refuerzo de anclajes y la pantalla de concreto lanzado.

El anclaje como tal, funciona para unir la zona activa con la resistente. Si se busca dar solución de estabilidad, el anclaje debe ser adecuado para proveer la fuerza soportante y estabilizar el bloque de tierra activo. Es importante que el refuerzo esté embebido a una distancia considerable en la zona resistente, para prevenir la falla por arrancamiento.

En el caso de que se construya un sistema de muro anclado con pernos pasivos muy largos de alta capacidad en tensión, considerando un sistema en la cara del muro con tensiones modestas, la falla más común se presenta en la pantalla o en la conexión del anclaje a la cara del muro; es decir, se presenta una falla por flexión o por cortante. El arrancamiento, en este caso, ocurre dentro de la zona activa; es decir que la zona activa se desliza hacia el frente de los anclajes. Mientras que la alta capacidad de tensión del anclaje previene fallas por tensión, y la larga distancia del anclaje el arrancamiento de la zona resistente detrás del bloque de suelo activo.

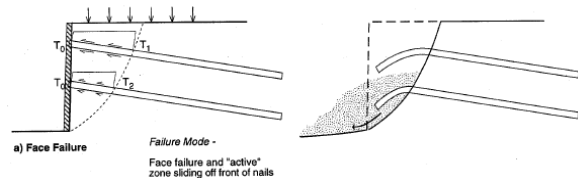


Figura 7. Falla para pernos muy largos, con alta capacidad de tensión y poca resistencia en la cara del muro.
Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA.

Por otro lado, en el caso de contar con anclajes de alta capacidad en tensión pero

de poca longitud, la falla es por arrancamiento de los anclajes de la zona de resistencia. Además, la capacidad del perno a resistir las fuerzas activas del suelo, depende de su longitud detrás de la superficie de deslizamiento y por la resistencia al arrancamiento que puede ser desarrollada entre el anclaje y el suelo en cuestión. En este caso, la capacidad de arrancamiento es menor que la resistencia a la tensión del perno y además, es menor que la tensión en la cara del muro y el arrancamiento en la zona activa.

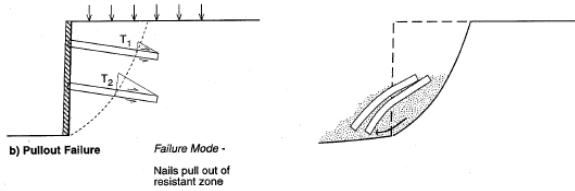


Figura 8. Falla para pernos de longitudes pequeñas y alta capacidad de tensión.
Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Otra situación para este sistema es encontrarse con pernos de larga longitud, una modesta resistencia a la tensión y un sistema de alta capacidad en la cara. En estos casos la falla por tensión en el anclaje ocurre antes de que el esfuerzo en la cara sea superado o que el arrancamiento de la zona de resistencia pueda ocurrir.

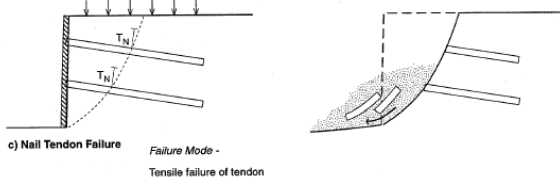


Figura 9. Falla para pernos de larga longitud, baja resistencia a la tensión y alta resistencia en la cara del muro.
Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Estados límites de falla

Existen varios estados de falla que intervienen en el comportamiento normal de un muro de retención, como los estudiados en esta sección. Los mismos se describen a continuación.

Estabilidad Global

- ✓ Estabilidad interna: este tipo de estabilidad global contempla el aporte o contribución de los anclajes. Además, debe ser considerada para superficies de deslizamiento potenciales extendidas a través del suelo y por los anclajes.

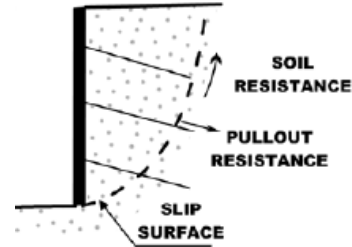


Figura 10. Estabilidad interna del sistema Soil Nailing.

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

- ✓ Estabilidad global general: en este caso, no se considera el aporte de los anclajes a la estabilidad del sistema.

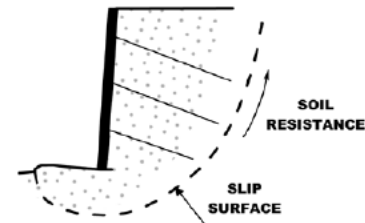


Figura 11. Estabilidad global general del sistema Soil Nailing

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

- ✓ Estabilidad global: considera un tirón global, generado por debajo de todo el sistema. El tirón potencial en la base debe ser evaluado cuando hay presencia de suelos blandos de grano fino debajo de la pantalla de concreto.

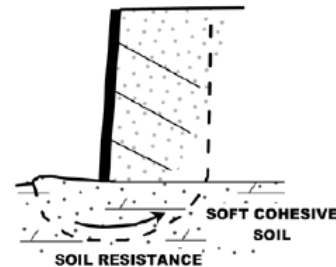


Figura 12. Estabilidad global del sistema Soil Nailing

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Estado límite de resistencia

- ✓ Estado límite geotécnico: ocurre cuando la resistencia del suelo se moviliza plenamente por la superficie de deslizamiento.

- Estabilidad al deslizamiento lateral: el desplazamiento lateral no está presente en todos los sistemas de Soil Nailing. Es por esta razón que el deslizamiento puede tomarse como un estado límite de estabilidad global que se da cuando los anclajes no contribuyen a la estabilidad del sistema o cuando una capa de un suelo débil se encuentra por debajo del sistema de anclajes.

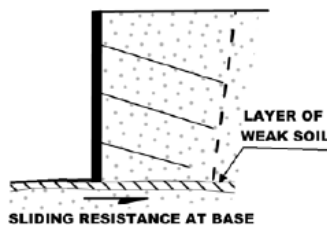


Figura 13. Deslizamiento lateral de un muro anclado

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

- Estabilidad al arrancamiento: el esfuerzo de arrancamiento se ve ligado por la fuerza de fricción que existe entre la lechada de recubrimiento del anclaje y el suelo que está en contacto con él.

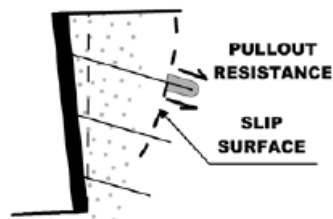


Figura 14. Esfuerzo de arrancamiento del anclaje

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

- ✓ Estado límite estructural: es la segunda categoría de división de los estados límites de esfuerzos, y a su vez se divide en tres parámetros de estabilidad que son: la tensión en los anclajes, flexión en la cara del muro y el punzonamiento.

- Tensión en el anclaje: la tensión máxima de diseño de un anclaje debe respetar el mínimo valor entre la resistencia nominal de arrancamiento, la resistencia nominal de la tensión axial y la resistencia en tensión en la cara del muro.

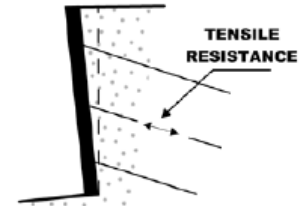


Figura 15. Tensión en el anclaje de un sistema de un muro anclado

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

- Flexión en la pantalla: la presión que ejerce el suelo en contacto con la pantalla de concreto, genera momentos de flexión que deben ser debidamente verificados y además, evaluar la necesidad de refuerzo adicional en la dirección transversal y longitudinal del muro.

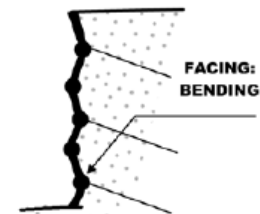


Figura 16. Flexión en la pantalla de un muro

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

- Punzonamiento en la cara del muro: el fenómeno de punzonamiento se da en la superficie de contacto entre la placa metálica y la cara del muro.

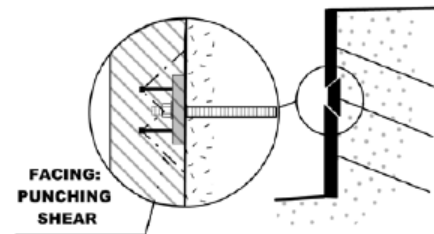


Figura 17. Punzonamiento en la cara de un muro

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Factores de Seguridad

Para la verificación de los diseños estructurales de retención se esperan factores donde se contemplan las resistencias admisibles y las cargas actuantes. Los factores de seguridad mínimos para estructuras de retención con anclajes pasivos, en la condición estática y pseudoestática, considerando la condición de servicio del elemento, son de 1,35 y 1,15 respectivamente (Federal Highway Administration (FHWA), 1996).

Sin embargo, estos deben contemplar la transferencia de los bulbos de presión de las estructuras cimentadas en los sitios, a la condición de borde. El Código de Cimentaciones de Costa Rica (Asociación Costarricense de Geotecnia-Comisión Código de Cimentaciones de Costa Rica., 2009) establece para estructuras de cimentación, debido a su capacidad de soporte, factores de seguridad de 3 para condición estática y 2 para la condición de carga estática más dinámica.

Para controlar la envolvente de falla donde se disipará la capacidad de soporte de las cimentaciones de las edificaciones superficiales, se estudian parámetros como la calidad del material de sitio, el incremento del nivel freático, consideraciones críticas en el diseño de la estructura de retención, el estudio de transferencia de esfuerzos de los cimientos, etc., y así controlar un factor de seguridad alto y funcional para este tipo de muros.

Cuando la estructura está cimentada sobre un terreno infinitamente continuo, el suelo permite que se genere una absorción de esfuerzos, sin daños colaterales. Por otra parte, cuando se tiene una condición de borde o una discontinuidad de terreno, la capacidad soportante del cimiento va disminuyendo hasta aproximarse a cero conforme se acerca al borde, sin respetar la envolvente de falla inicial. Esto da pie a determinar que el análisis de isobaras en la envolvente de falla, debido a la transmisión de esfuerzos por bulbos de presión debe aproximarse a alrededor de 5-10% (en el borde), lo que permite generar un criterio para indicar que los esfuerzos en ese punto

son considerados dentro de un factor de seguridad calculado para esta condición.

Un rango aceptablemente comprobado por estudios de la envolvente de falla (realizados en el ICE), para factores de seguridad es de $F.S = 2$ en la condición estática, por consideración de la transferencia de presiones.²

² Para el caso de este proyecto, se cuenta con estudios exhaustivos de la envolvente de falla, realizados por el ICE, donde la transferencia de esfuerzos aproximados al borde del talud, permite considerar un factor de seguridad de 2.

Metodología

En esta sección el lector podrá encontrar el plan de acción para cada terreno del ICE estudiado, la metodología de implementación de anclajes pasivos, la metodología de diseño Soil Nailing y del muro proyectado por socavación con el sistema de viga de anclaje. Es importante recordar que en unos sitios (Purruja y Savegre) se presenta la metodología del proceso de diseño de una propuesta ingenieril; sin embargo, en otros (Cerro Alacranes y Esterillos), se ha realizado un trabajo cualitativo donde se describen solamente las condiciones del sitio para eventualmente proponer los primeros indicios de intervención, como los estudios de suelo pertinentes. Esto es debido a que en los primeros sitios ya se cuenta con material de trabajo (estudios geotécnicos, hidrogeológicos-hidráulicos, estudios topográficos), mientras que

en los segundos no existe ningún tipo de material.

Para cada sitio (Radio Base o Central Telefónica), es importante evaluar las condiciones ambientales necesarias para considerar las propuestas ingenieriles. Esta información contempla datos generales de temperatura, precipitación, condiciones meteorológicas del sitio y se podrá encontrar en la sección de Apéndices.

Esta sección de metodología se subdivide en los siguientes temas.

- **Descripción de los sitios de estudio**
- **Implementación de anclajes pasivos**
- **Metodología de diseño Soil Nailing**
- **Metodología de diseño de muro proyectado y viga de anclaje**

Descripción de los sitios de estudio

Problemática Purruja

Para la problemática identificada en la Radio Base Purruja, en Golfito, se ha evaluado la situación a partir de la información reportada en un informe Geotécnico y otro Hidrogeológico-Hidráulico, realizados por parte de la empresa "Ingeotec, S.A. Ingenieros – Consultores. Geotecnia y Materiales". Para este caso no se cuenta con la posibilidad de realizar visita al sitio.

La Radio Base está ubicada en el cantón de Golfito, a unos 20 metros aguas debajo de un puente sobre la quebrada Purruja, específicamente en las coordenadas N 8° 60' 135" y O 83° 11' 6,33", como se muestra en la siguiente figura.

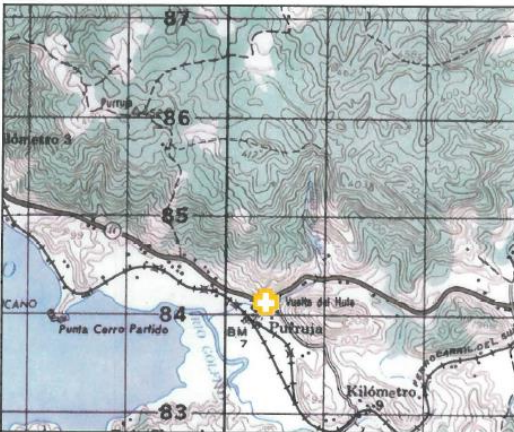


Figura 18. Ubicación de la propiedad
Fuente: Estudio Hidrogeológico-Hidráulico del sitio

La propiedad del Instituto Costarricense de Electricidad (ICE) se vio afectada por un hecho natural ocurrido el 1 de junio del 2011, cuando una avenida sorpresiva atacó uno de los bastiones del puente (cercano a la Radio Base) haciéndolo colapsar, y alterando las condiciones de un talud de la propiedad, dejándolo casi vertical, con 3 metros de alto aproximadamente.

Por ello, el sitio queda expuesto a la descompresión del suelo o a algún futuro ataque del río que pueda minar la fundación de la Radio Base y del equipo auxiliar que se encuentra junto a ella.³

La problemática refleja socavamiento en los márgenes del talud (a 1,85 m de profundidad aproximadamente), causado por un fenómeno de erosión presente en el sitio. Además, la presencia de materiales de diferentes tamaños y resistencias, contrastados con materiales de una sección vecina sin protección, puede presentar un cambio del cauce, induciendo socavación alrededor del material más resistente.

Datos del suelo

Los sondeos de exploración del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) fueron realizados en los puntos del siguiente esquema.

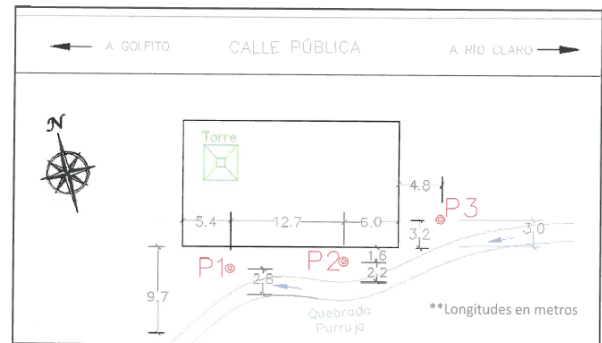


Figura 19. Ubicación de trabajo de campo. Ensayo SPT
Fuente: Estudio Geotécnico del sitio

El perfil geotécnico típico del terreno está compuesto por dos capas de suelo. La más superficial está compuesta por limos arcillosos

³ Problemática descrita en el estudio hidrogeológico-hidráulico realizado por la empresa "Ingeotec, S.A. Ingenieros – Consultores.

color café, con tonalidades claras y oscuras. Además, con presencia de bloques de hasta 37.5 mm. Con una plasticidad baja a media, y clasificado según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), como limo de baja compresibilidad (ML) y arcilla de baja compresibilidad (CL), con límite líquido entre 34 y 45 e índice de plasticidad entre 12 y 17. Tiene consistencia variable entre medianamente compacta y muy compacta. El material aparece en todos los sondeos desde la superficie y se extiende hasta profundidades variables entre 3.60 m y 4.05 m.

La segunda capa está compuesta por limo arenoso, color café grisáceo, con presencia de bloques de hasta 19 mm. Con plasticidad nula a baja y consistencia variable entre medianamente compacta y muy compacta, con predominio de la última. Este material se encuentra por debajo de la capa anterior y se extiende hasta profundidades de 5.4 m aproximadamente.

| Profundidad (m) | P1 | P2 | P3 |
|-----------------|----|----|----|
| 0,00-0,45 | | | |
| 0,45-0,90 | | | |
| 0,90-1,35 | | | |
| 1,35-1,80 | | | |
| 1,80-2,25 | | | |
| 2,25-2,70 | | | |
| 2,70-3,15 | | | |
| 3,15-3,60 | | | |
| 3,60-4,05 | | | |
| 4,05-4,50 | | | |
| 4,50-4,95 | | | |
| 4,95-4,50 | | | |

| Simbología: | |
|-------------|------------------------|
| | Capa 1. Limo arcilloso |
| | Capa 2. Limo arenoso |

Figura 20. Tipo de suelo con respecto a la profundidad de los sondeos en Radio Base Purruja.
Fuente: Elaboración propia.

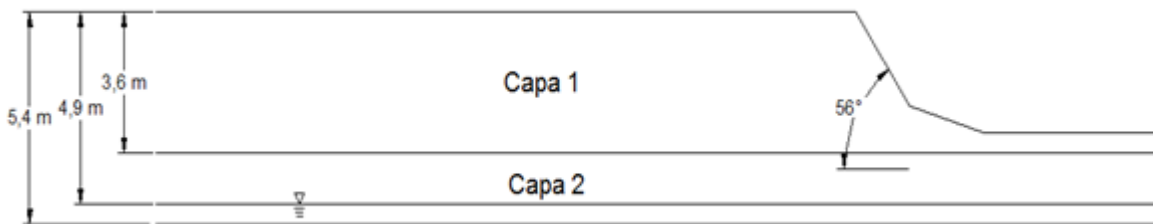


Figura 22. Perfil topográfico del talud modificado.
Fuente: Elaboración propia.

Perfil topográfico

En el caso de este sitio, no se realiza visita de campo, por lo que la topografía no puede ser comprobada por medios propios. Sin embargo, el perfil se toma del estudio de suelos, ya que no hay alguna otra información topográfica. El perfil inicial del talud es ilustrado en la siguiente figura, con un ángulo de 83° sobre la horizontal, aproximadamente.

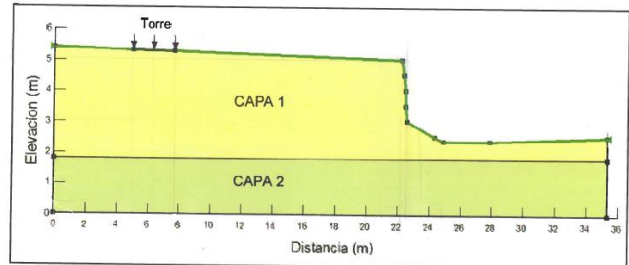


Figura 21. Perfil topográfico del talud a intervenir.
Fuente: Estudio Geotécnico

Sin embargo, se aplica una reducción de la pendiente del talud, para considerar su estabilidad por condiciones propias. La inclinación considerada para diseño es de aproximadamente 56° con respecto al eje horizontal, con lo cual cumple con una relación de pendiente de 1:1,5. Ver siguiente figura.

Análisis de Estabilidad

El análisis de estabilidad para la determinación de la condición del terreno natural de la Radio Base Purruja se implementa considerando las condiciones no drenadas del suelo. Se realiza, utilizando la herramienta computacional Slide.

En la siguiente figura se puede observar las características de la capa 1 de suelo (limo arcilloso).

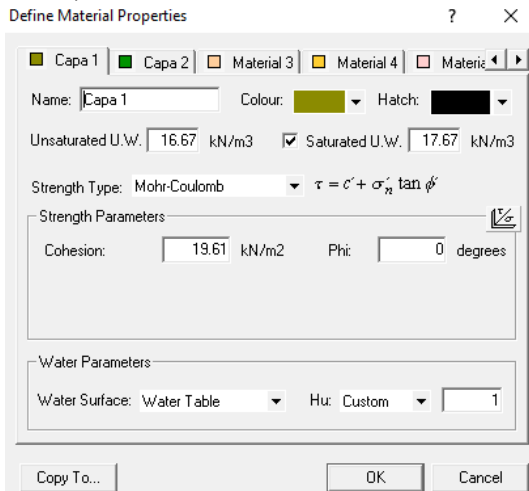


Figura 23. Propiedades de la capa 1 del suelo en el modelo de análisis de estabilidad en condiciones no drenadas.
Fuente: Elaboración propia en el Programa Slide.

Las características de la capa 2 son ilustradas en la siguiente figura.

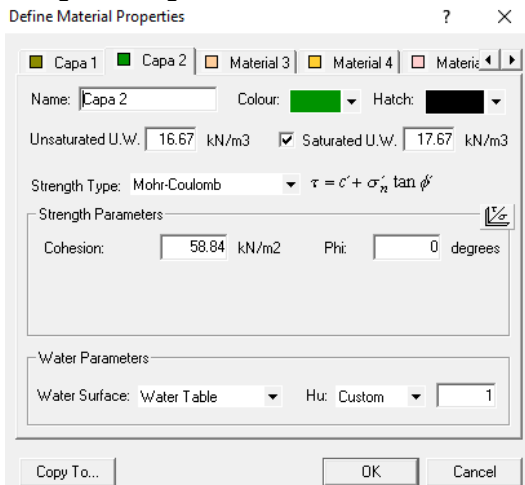


Figura 24. Propiedades de la capa 2 del suelo en el modelo de análisis de estabilidad en condiciones no drenadas.
Fuente: Elaboración propia en el Programa Slide.

Se ha definido una carga estimada de 5 kN/m, a 6 metros de la corona del talud, como se

muestra en la siguiente figura. La magnitud de la carga fue establecida por la jefatura del departamento.

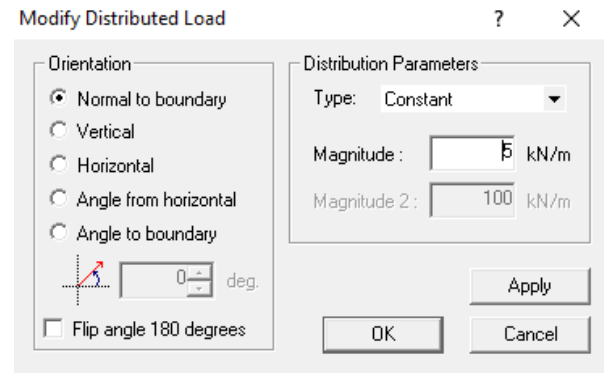


Figura 25. Definición de la carga de la Radio Base.
Fuente: Elaboración propia en el Programa Slide.

Las características de los pernos de anclaje se definen en la siguiente figura. Se establecen inclinaciones de 15° sobre la horizontal.

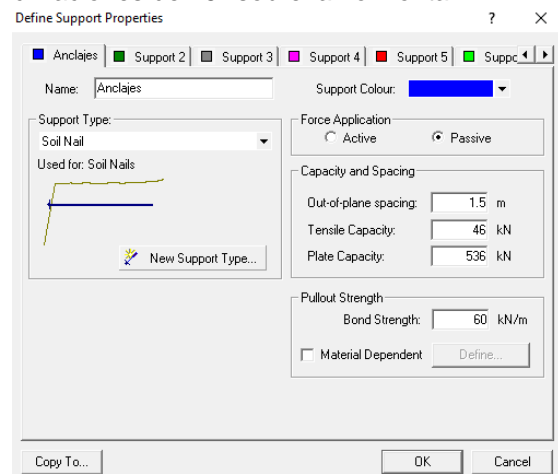


Figura 26. Definición de los parámetros mecánicos de los anclajes pasivos.
Fuente: Elaboración propia en el Programa Slide.

La longitud de los anclajes es de 4 metros a cada 1,5 metros en ambas direcciones. Para este caso, donde no se presentan problemas de estabilidad, la longitud no representa un proceso de iteración, en el cual se chequea la longitud necesaria para unir la masa de suelo inestable con la estable. Por lo que como esto representa un tema de control de la erosión, la longitud de los pernos controla el comportamiento del sistema mediante esfuerzos de fricción. Ver siguiente figura.

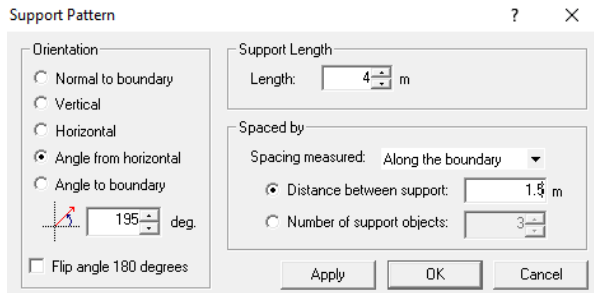


Figura 27. Longitud de anclajes y espaciamento.
Fuente: Elaboración propia en el Programa Slide.

Análisis pseudoestático

El análisis pseudoestático debe ser un requisito de diseño indispensable, de manera que se diseña para la condición estática y se chequean los efectos del sismo en la estructura, verificando que los factores de seguridad cumplan con el sistema. Se ha utilizado para la Zona IV, tipo de suelo S4, un factor de aceleración de 0.2 para un periodo de retorno de 150 años, sumando el factor de importancia de la torre ($I=1.5$), como se muestra en la siguiente figura.

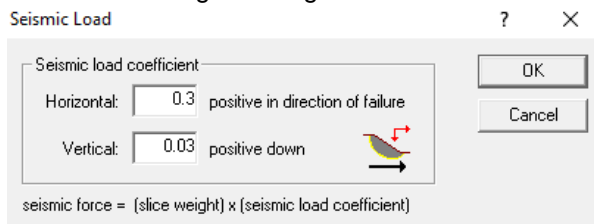


Figura 28. Definición de la carga pseudoestática.
Fuente: Elaboración propia en el Programa Slide.

Se realiza una identificación de las condiciones de falla del terreno mediante tres métodos de análisis de estabilidad (Fellenius, Bishop simplificado y Janbú simplificado).

Problemática Cerro Savegre

Otro sitio por evaluar es la Central Telefónica de Cerro Savegre. Está ubicada en la provincia de San José, en el cantón de Pérez Zeledón y en el distrito de Páramo. Las coordenadas de la central son $N 9^{\circ}41'522''$ y $O 83^{\circ}81'450''$ La siguiente

figura detalla la ubicación geográfica del sitio de estudio.



Figura 29. Ubicación de la propiedad
Fuente: Estudio Geotécnico del sitio

El sitio presenta inestabilidad por matriz de suelo y flujo subterráneo de agua. Con base en la información recopilada en el estudio Geotécnico elaborado por la empresa Ingeotec S.A para el ICE, se ha determinado la existencia de una masa deslizante con un espesor considerable; de aquí la necesidad de emplear sistemas de protección efectivos. Además es importante construir obras de control de escorrentía superficial y se debe proteger el material por erosión, mientras se construye la obra de retención definitiva.

En la actualidad existe una solución de protección contra deslizamiento. Consiste en una conformación del talud mediante un sistema de construcción en bermas, con geomalla en uno de sus taludes y una solución vegetal de planta vetiver.

Datos de suelo

Para este sitio se cuenta con estudio de suelos, donde se realizó el ensayo de Penetración Estándar (SPT), contabilizando tres perforaciones. El siguiente croquis representa la ubicación de los trabajos de campo.

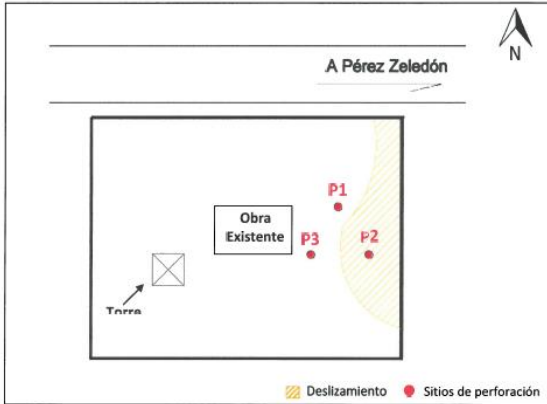


Figura 30. Ubicación de trabajo de campo. Ensayo SPT
Fuente: Estudio Geotécnico del sitio

Con base en la información obtenida a partir de los sondeos realizados, así como los de laboratorio, la empresa Ingeotec S.A. presenta la siguiente descripción del perfil típico.

| Profundidad (m) | P1 | P2 | P3 |
|-----------------|--------|--------|--------|
| 0,00-0,45 | Capa 1 | Capa 2 | Capa 1 |
| 0,45-0,90 | Capa 1 | Capa 2 | Capa 1 |
| 0,90-1,35 | Capa 2 | Capa 2 | Capa 1 |
| 1,80-2,25 | Capa 2 | Capa 2 | Capa 2 |
| 2,25-2,70 | Capa 2 | Capa 2 | Capa 2 |
| 2,70-3,15 | Capa 2 | Capa 2 | Capa 2 |
| 3,15-3,60 | Capa 2 | Capa 2 | Capa 2 |
| 3,60-4,05 | Capa 2 | Capa 2 | Capa 2 |
| 4,50-4,95 | Capa 2 | Capa 2 | Capa 2 |
| 4,95-5,40 | Capa 2 | Capa 2 | Capa 2 |
| 5,40-5,85 | Capa 2 | Capa 3 | Capa 2 |
| 5,85-6,30 | Capa 2 | Capa 3 | Capa 2 |
| 6,30-6,75 | Capa 2 | Capa 3 | Capa 2 |
| 6,75-7,20 | Capa 2 | Capa 3 | Capa 2 |
| 7,20-7,65 | Capa 2 | Capa 3 | Capa 2 |
| 7,65-8,10 | Capa 2 | Capa 3 | Capa 2 |
| 8,10-8,55 | Capa 3 | Capa 3 | Capa 2 |
| 8,55-9,00 | Capa 3 | Capa 3 | Capa 2 |
| 9,00-9,45 | Capa 3 | Capa 3 | Capa 2 |
| 9,45-9,90 | Capa 3 | Capa 3 | Capa 2 |
| 9,90-10,35 | Capa 3 | Capa 3 | Capa 2 |
| 10,35-10,80 | Capa 3 | Capa 3 | Capa 2 |
| 10,80-11,25 | Capa 3 | Capa 3 | Capa 2 |
| 11,25-11,70 | Capa 3 | Capa 3 | Capa 2 |
| 11,70-12,15 | Capa 3 | Capa 3 | Capa 2 |

| Simbología: | |
|--|--|
| Capa 1. Limo Arcilloso | Capa 1. Limo Arcilloso |
| Capa 2. Limo Arcilloso | Capa 2. Limo Arcilloso |
| Capa 3. Limo Arcilloso/limo areno. arcilloso | Capa 3. Limo Arcilloso/limo areno. arcilloso |

Figura 31. Tipo de suelo con respecto a la profundidad de los sondeos en la Central Cerro Savegre.
Fuente: Elaboración propia.

La capa 1 del suelo se trata de un limo arcilloso color café grisáceo con presencia de raíces finas, olor a orgánico y bloques de hasta 19 mm. Tiene plasticidad alta y consistencia variable entre blanda y medianamente compacta. Clasifica, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, como: MH (limo de alta compresibilidad) con límite líquido entre 109 y 154 e índice plástico entre 56 y 94. Esta capa aparece en las perforaciones P1 y P3, y se extiende desde la superficie hasta profundidades de 0.90 m (P1) y 1.35 m (P3).

La capa 2 se comporta como un limo arcilloso color café rojizo con vetas amarillas y grises. De plasticidad alta, con consistencia variable entre medianamente compacta y compacta. Clasifica según SUCS como: MH (limo de alta compresibilidad) con límite líquido entre 54 y 88 e índice plástico entre 17 y 27. Se extiende hasta profundidades de 8.10 m (P1), 5.40 m (P2) y 7,20 m (P3).

La capa de suelo 3 es un limo arcilloso color café rojizo con vetas amarillas y grises o limo areno-arcilloso color café amarillento con vetas rojizas. No plástico, con consistencia variable entre compacta y rígida. Aparece en la parte inferior de la capa 2 en todos los sondeos hasta la profundidad máxima de exploración (12.15 m).

Se clasifica como un suelo S3, para el caso de diseño y construcción de estructuras, siguiendo las especificaciones del Código de Cimentaciones de Costa Rica y el Código Sísmico de Costa Rica 2010.

Características visuales recolectadas en sitio

El código Geotécnico de Taludes y Laderas (2015), recomienda que se formule una serie de testigos visuales a la hora de hacer visita en campo, por medio de informes de inspección ya establecidos. El siguiente cuadro demuestra un resumen de la información recopilada, con las características más importantes para controlar el diseño del sistema de protección ingenieril. Sin embargo, el lector podrá encontrar los informes de inspección en la sección de Anexos.

| | Nivel de afectación | | | |
|----------------------------------|---------------------|-------|------|------|
| | Alta | Media | Baja | Nula |
| Uso del suelo | | | | |
| Área Urbanizada | | | X | |
| Terreno natural | | | | X |
| Camino, carretera | | | X | |
| Radio Base ICE | X | | | |
| Densidad de población | | | | X |
| Tipo de vegetación | | | | |
| Árboles | | | X | |
| Arbustos | | | | X |
| Pasto | | | X | |
| Condición de vegetación | | | X | |
| Tipo de relieve | | | | |
| Escarpado | | | | X |
| Montañoso | | | | X |
| Ondulado | | | | X |
| Suave | X | | | |
| Manejo de aguas | | | | |
| Drenaje Natural | | | | X |
| Drenaje Artificial | X | | | |
| Condición del sistema de drenaje | | | X | |
| Tipo de Talud | | | | |
| Ladera Natural | | | | X |
| Talud en corte | X | | | |
| Talud en relleno | | | | X |
| Condición de saturación | | | | |
| Seco | | | | X |
| Húmedo | X | | | |
| Saturado | X | | | |
| Flujo de agua en corona | | | | X |
| Flujo de agua al pie | | | | X |
| Flujo de agua intermedia | X | | | |

Figura 32. Características visuales registradas en sitio Cerro Savegre.

Fuente: Elaboración propia.

Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico fue registrado en bitácora, la cual el lector podrá encontrar en la sección de Anexos. Sin embargo, la siguiente figura representa los datos levantados del perfil topográfico, previamente transcrito a Excel.

| ESTACIÓN | (+) | AI | (-) | Elev (m) |
|----------|------|--------|------|----------|
| | | | | 100 |
| EST 1 | 1.22 | | 0.6 | |
| | | 100.62 | | |
| EST 2 | 0.6 | | 0.11 | 100.51 |
| | | 101.11 | | |
| EST 3 | 3.46 | | 0.6 | 100.51 |
| | | 103.97 | | |
| EST 4 | 0.6 | | 0.68 | 103.29 |
| | | 103.89 | | |
| EST 5 | 2.3 | | 0.6 | 103.29 |
| | | 105.59 | | |
| EST 6 | 3.51 | | 0.66 | 104.93 |
| | | 108.44 | | |
| EST 7 | 0 | | 0 | 108.44 |
| | | 108.44 | | |
| EST 8 | 4 | | 0.6 | 107.84 |
| | | 111.84 | | |
| EST 9 | 1.2 | | 0 | 111.84 |
| | | 113.04 | | |
| EST 10 | 1.52 | | 0 | 113.04 |
| | | 114.56 | | |

Figura 33. Datos del Levantamiento Topográfico.
Fuente: Elaboración propia.

Perfil topográfico

La topografía del terreno fue modificada con anterioridad, para establecer una solución provisional de estabilidad. Se han implementado cortes en bermas, dejando tres taludes con alturas como las que se registran en el siguiente perfil topográfico.

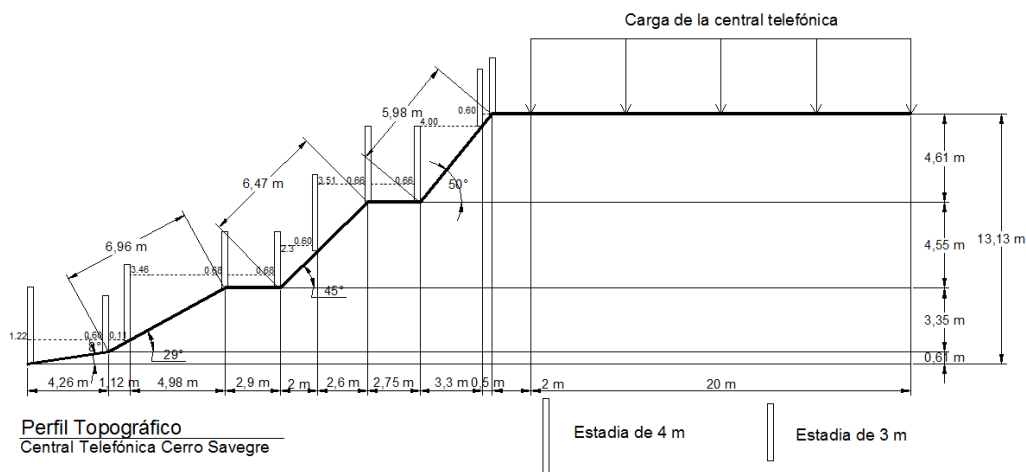


Figura 34. Perfil Topográfico del talud en Central Telefónica Cerro Savegre.
Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2010. SIN ESCALA

Registro Fotográfico

Para complementar el perfil anterior, se presentan fotografías en la sección de Anexos, de manera que se pueda dar una idea de la realidad del sitio. En estas se puede observar la solución de vetiver con geomalla en el primer talud (de arriba hacia abajo). Incluso, se puede observar y evaluar la ubicación aproximada de la central telefónica con el terreno en análisis.

Análisis de Estabilidad

Para la definición del modelo de análisis de estabilidad de este sitio es necesario verificar que efectivamente existe una masa de suelo deslizante o no. Se estudian los parámetros del suelo en las condiciones a corto y largo plazo, así como la condición pseudoestática. La siguiente figura describe las propiedades del sitio ingresadas al modelo en condiciones drenadas o a largo plazo.

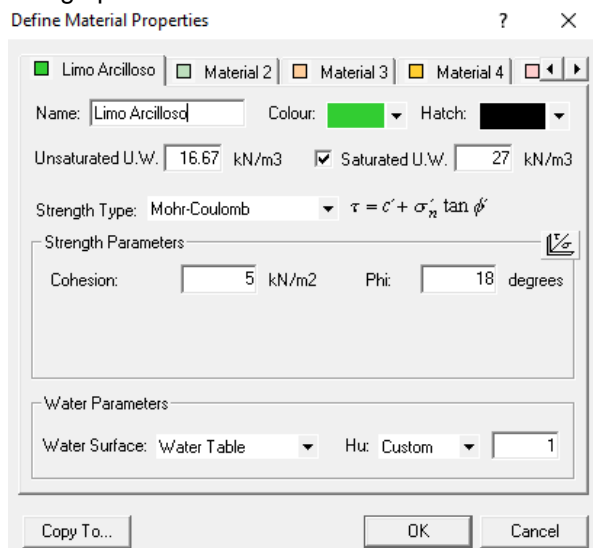


Figura 35. Propiedades del suelo en el modelo de análisis de estabilidad en condiciones drenadas.

Fuente: Elaboración propia en el Programa Slide.

No es recomendable dejar de lado la condición de corto plazo, ya que se podrían detectar planos de falla que el sistema propuesto no contemple. Por lo cual, se define el modelo con propiedades del suelo no drenadas o a corto plazo, como se describe en la siguiente figura.

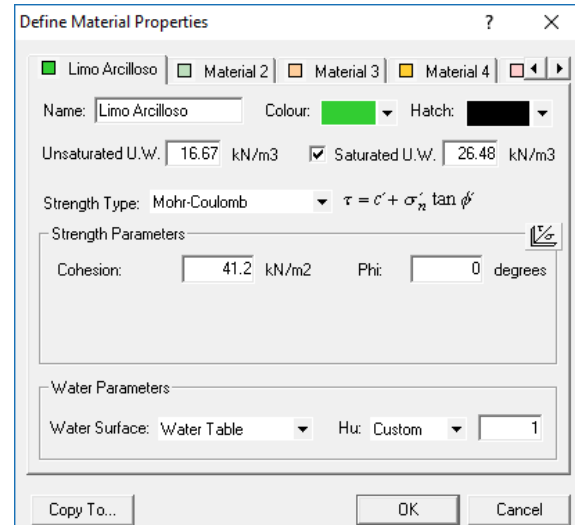


Figura 36. Propiedades del suelo en el modelo de análisis de estabilidad en condiciones no drenadas.

Fuente: Elaboración propia en el Programa Slide.

Una de las consideraciones importantes para este sitio es que en el estudio de suelos no se detectó presencia de nivel freático. Sin embargo, este fue realizado en la época de verano, por lo que en este proyecto se trabajará la condición más crítica y se define el nivel en la parte más superficial del terreno, según la jefatura del departamento.

La sobrecarga estimada de la Central es de 15 kN/m, a 3 metros de la corona del talud.

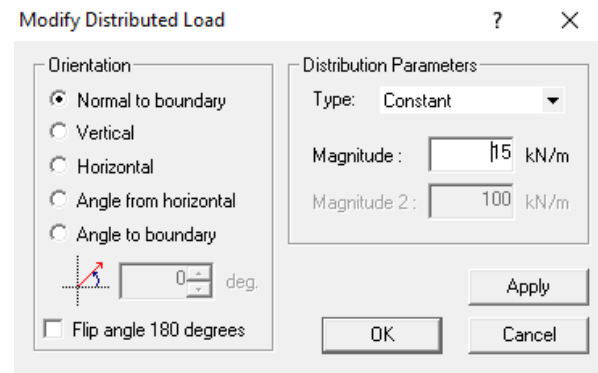


Figura 37. Definición de la carga de la Central Telefónica.

Fuente: Elaboración propia en el Programa Slide.

Los anclajes propuestos para la estabilización del sitio son definidos dependiendo del talud que se trabaje. Como ya se estableció anteriormente, el terreno se encuentra con una topografía conformada en bermas, por lo que es esencial definir los taludes. El primer talud es el que se ubica a mayor altura, es decir el que está en

contacto directo con la Central. El segundo será el intermedio, y el tercero se ubica en la base o pie del talud.

De esta manera, se implementan anclajes de diferentes longitudes para cada uno de ellos, de forma que después del proceso de iteración, cumplan con el factor de seguridad estimado y el plano de falla. El patrón de soporte de estos pernos está en una inclinación de 15° por debajo de la horizontal. La separación de los anclajes también responde al proceso de iteración. En la sección de resultados se definen estas características.

Las propiedades mecánicas del anclaje son definidas a continuación.

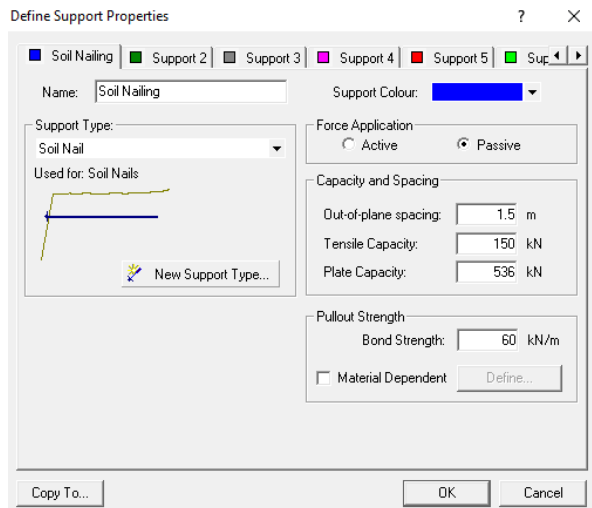


Figura 38. Definición de las propiedades mecánicas de los anclajes.

Fuente: Elaboración propia en el Programa Slide

Análisis pseudoestático

El análisis pseudoestático para la Zona III, tipo de suelo S3, responde a un factor de aceleración de 0.15 para un periodo de retorno de 150 años, sumando el factor de importancia de la torre (I=1.5), como se muestra en la siguiente figura.

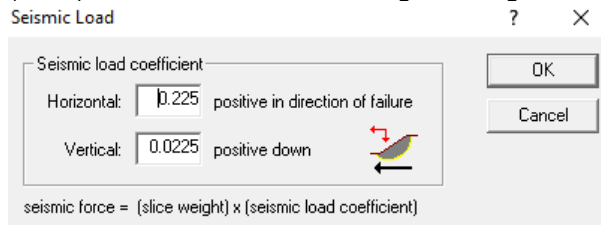


Figura 39. Definición de la carga pseudoestática.

Fuente: Elaboración propia en el Programa Slide.

La identificación de las condiciones de falla del terreno se realiza mediante tres métodos de análisis de estabilidad (Fellenius, Bishop simplificado y Janbú simplificado).

Problemática Cerro Alacranes

La Central Telefónica está ubicada en el cerro Alacranes, de la provincia de Puntarenas, en el cantón de Quepos. Específicamente en las coordenadas N 9°42'406" y O 84°15'731". Presenta una problemática de inestabilidad por meteorización del suelo causada por la destrucción de rocas sólidas debido a fuerzas químicas, físicas o biológicas y además, por la reacción del material superficial al estar en contacto con la intemperie (aire, agua y materia viviente). Estos factores efectúan el proceso de destrucción de la roca.

Para este sitio se realiza un trabajo cualitativo, ya que no se cuenta con estudios para diseño de propuestas constructivas.

Características visuales recolectadas en sitio

El informe de inspección, recomendado por el Código Geotécnico de Taludes y Laderas (2015), para este sitio se puede encontrar en la sección de Apéndices. Sin embargo, se destaca un resumen de la información más importante recopilada en la visita (ver siguiente figura).

| | Nivel de afectación | | | |
|----------------------------------|---------------------|-------|------|------|
| | Alta | Media | Baja | Nula |
| Uso del suelo | | | | |
| Área Urbanizada | | | X | |
| Terreno natural | | | | X |
| Camino, carretera | | X | | |
| Radio Base ICE | X | | | |
| Densidad de población | | | X | |
| Tipo de vegetación | | | | |
| Árboles | X | | | |
| Arbustos | | X | | |
| Pasto | | X | | |
| Condición de vegetación | X | | | |
| Tipo de relieve | | | | |
| Escarpado | X | | | |
| Montañoso | | | | X |
| Ondulado | | | | X |
| Suave | | | | X |
| Manejo de aguas | | | | |
| Drenaje Natural | | | | X |
| Drenaje Artificial | | | | X |
| Condición del sistema de drenaje | | | | X |
| Tipo de Talud | | | | |
| Ladera Natural | X | | | |
| Talud en corte | | | | X |
| Talud en relleno | | | | X |
| Condición de saturación | | | | |
| Seco | | | | X |
| Húmedo | X | | | |
| Saturado | | | | X |
| Flujo de agua en corona | | | | X |
| Flujo de agua al pie | | | | X |
| Flujo de agua intermedia | X | | | |

Figura 40. Características visuales registradas en sitio Cerro Alacranes
Fuente: Elaboración propia.

A diferencia del caso anterior (Central Telefónica Cerro Savegre), la estación de Cerro Alacranes no presenta ninguna intervención ingenieril en correspondencia con la situación que se define. Por esta razón, se recopila información necesaria para ejecutar la solicitud al departamento de geotecnia del ICE, o a la empresa subcontratista encargada de realizar estudios de suelos. A la fecha no existe ningún estudio de campo, luego de terminada la construcción de la estación. Por esto, se determinan provisionalmente, y a manera de generar un parámetro general, los estudios más recomendables para el sitio, basándose en el tipo de suelo encontrado y las condiciones del terreno. Esta información se puede encontrar en la sección de Recomendaciones Específicas.

Se presenta evidencia de deterioros en algunos sectores del talud que rodea la estación. Algunos de estos ejemplos son:

- ✓ Grietas en el terreno.
- ✓ Árboles inclinados.
- ✓ Basculamiento de bloques.
- ✓ Posibilidad de colapso de una esquina de la central.

- ✓ Suelo friccionante.
- ✓ Roca poco fracturada y en bloques.
- ✓ Roca meteorizada.
- ✓ Material de depósito aluvial y coluvial.
- ✓ Presencia de escombros.

De acuerdo con lo visto en campo, no se ha presentado deslizamiento; sin embargo, existe la posibilidad de que lo haya. El informe de inspección de talud para posibles casos de deslizamiento clasifica la falla, en su sección de tipología identificada del posible deslizamiento del suelo, como:

- ✓ Rotacional
- ✓ Traslacional

Existe la posibilidad de ambas tipologías de deslizamiento, de acuerdo con lo encontrado en sitio.

Para el caso del posible deslizamiento en roca, se clasifica como uno de tipo cuña. Al existir presencia de suelo y roca, la posible superficie de deslizamiento se presenta en una relación suelo-roca, con un grado de riesgo medio.

Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico fue registrado en bitácora, la cual se podrá encontrar en la sección de Anexos. Sin embargo, la siguiente figura representa los datos del perfil levantado, previamente transcrito a Excel.

| ESTACIÓN | (+) | Al | (-) | Elev (m) |
|----------|-----|--------|------|----------|
| | | | | 100 |
| EST 1 | 2.1 | | 0 | |
| | | 102.1 | | |
| EST 2 | 2.7 | | 0 | 102.1 |
| | | 104.8 | | |
| EST 3 | 2.4 | | 0.6 | 104.2 |
| | | 106.6 | | |
| EST 4 | 2.4 | | 1.34 | 105.26 |
| | | 107.66 | | |

Figura 41. Datos del Levantamiento Topográfico.
Fuente: Elaboración propia.

Perfil topográfico

El levantamiento del perfil se ilustra en la siguiente figura. La topografía del sitio presenta

grandes inclinaciones. La Central se ubica en lo más alto del Cerro, por lo que la presencia de inestabilidad radica en sus alrededores directos.

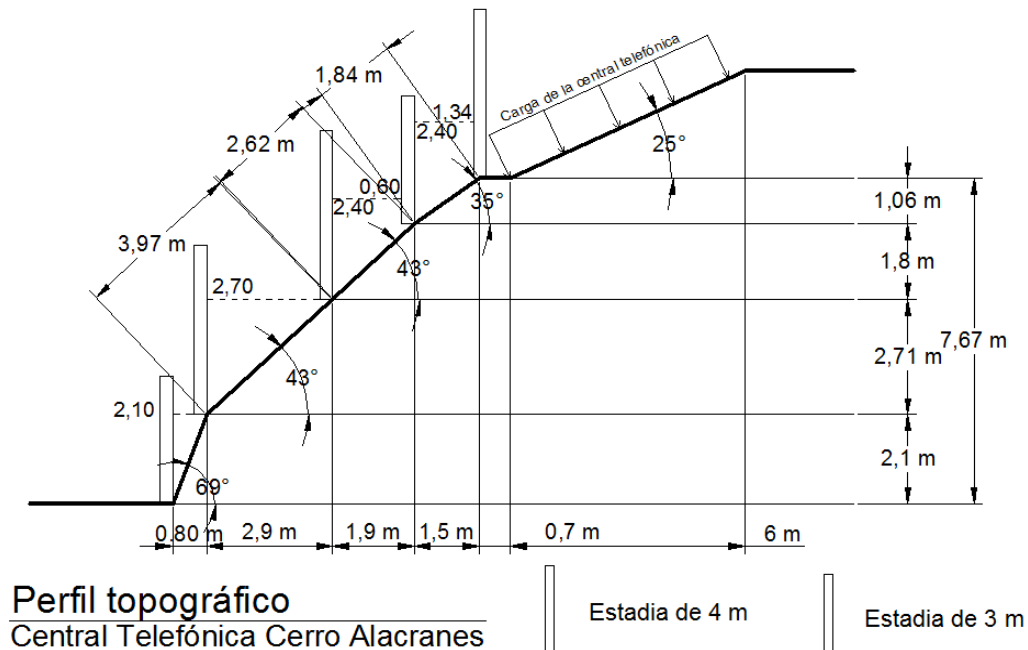


Figura 42. Perfil Topográfico del talud en Central Telefónica Cerro Alacranes
Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2010. SIN ESCALA

Registro Fotográfico

Para legitimar el perfil anterior, se presentan algunas fotografías, para dar una idea de la realidad del sitio. Estas pueden ser encontradas en la sección de Anexos.

Problemática Esterillos

En la provincia de Puntarenas, cantón Parrita, se encuentra la Radio Base Esterillos. Las coordenadas del sitio son N 9°55'019" y O 84°52'600". El terreno donde está cimentada la Radio Base presenta inestabilidad por pendiente y flujo escorrentía. El sitio del ICE no cuenta con estudio de suelos después de la construcción de la radio base, por lo que es intervenido cualitativamente, al igual que la Central Cerro Alacranes.

Características visuales recolectadas en sitio

La Radio base Esterillos tiene la particularidad de que está asentada sobre un terreno colindante con la carretera principal, que conecta los cantones de Parrita y Jacó.

Existe evidencia de suelo sin grietas y con características cohesivas (a la vista y al tacto); con orígenes de material de depósito aluvial y coluvial. Además, hay presencia de árboles inclinados y basculamiento de bloques.

No se identificó un plano de falla; sin embargo, existe la posibilidad de deslizamiento rotacional y/o traslacional, con superficies de deslizamiento suelo-suelo. El grado de riesgo del posible deslizamiento es alto, con la exposición de una edificación pública como lo es la radio base del ICE.

La siguiente figura es un resumen de la información más importante recopilada en el sitio, sin embargo, el informe de inspección se adjunta en la sección de Anexos.

| | Nivel de afectación | | | |
|----------------------------------|---------------------|-------|------|------|
| | Alta | Media | Baja | Nula |
| Uso del suelo | | | | |
| Área Urbanizada | | | | X |
| Terreno natural | | | | X |
| Camino, carretera | | X | | |
| Radio Base ICE | X | | | |
| Densidad de población | | | | X |
| Tipo de vegetación | | | | |
| Árboles | X | | | |
| Arbustos | X | | | |
| Pasto | X | | | |
| Condición de vegetación | X | | | |
| Tipo de relieve | | | | |
| Escarpado | | | | X |
| Montañoso | X | | | |
| Ondulado | | | | X |
| Suave | X | | | |
| Manejo de aguas | | | | |
| Drenaje Natural | | | | X |
| Drenaje Artificial | X | | | |
| Condición del sistema de drenaje | X | | | |
| Tipo de Talud | | | | |
| Ladera Natural | X | | | |
| Talud en corte | | | | X |
| Talud en relleno | | | | X |
| Condición de saturación | | | | |
| Seco | | | | X |
| Húmedo | X | | | |
| Saturado | | | | X |
| Flujo de agua en corona | | | | X |
| Flujo de agua al pie | | | | X |
| Flujo de agua intermedia | X | | | |

Figura 43. Características visuales registradas en sitio Cerro Alacranes
Fuente: Elaboración propia.

Levantamiento topográfico

El levantamiento del perfil topográfico es presentado en la siguiente figura (transcrita a Excel) y se puede encontrar en la sección de Anexos.

| ESTACIÓN | (+) | AI | (-) | Elev (m) |
|----------|-----|-------|-----|----------|
| | | | | 100 |
| EST 1 | 3.2 | | 0 | |
| | | 103.2 | | |
| EST 2 | 3.3 | | 0.1 | 103.1 |
| | | 106.4 | | |
| EST 3 | 0 | | 0 | 106.4 |
| | | 106.4 | | |

Figura 44. Datos del Levantamiento Topográfico.
Fuente: Elaboración propia.

Perfil topográfico

El perfil del terreno de esta Radio Base ha sido difícil de levantar, ya que se presenta mucha vegetación que impide el movimiento libre y la mejor lectura del equipo topográfico. La siguiente figura representa el perfil topográfico levantado en sitio.

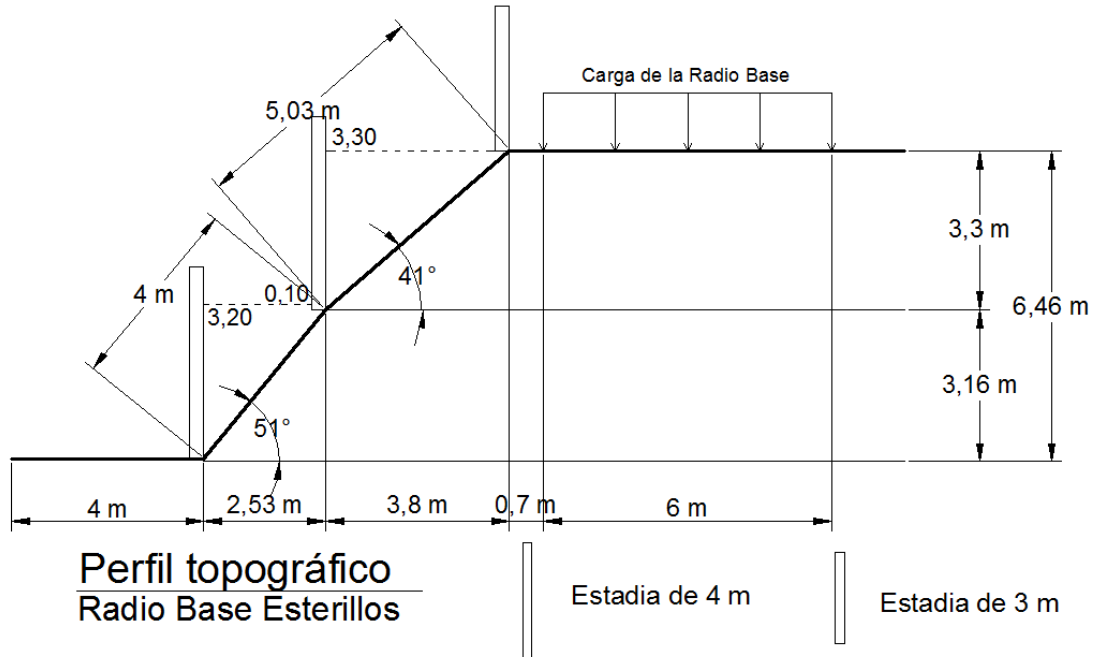


Figura 45. Perfil Topográfico del talud en Radio Base Esterillos.
Fuente: Elaboración propia con el programa AutoCAD 2010. SIN ESCALA.

Registro Fotográfico

Para complementar el perfil del terreno, se adjunta un registro fotográfico en la sección de Anexos.

Implementación de anclajes pasivos

Como primera medida, el ingeniero debe estar comprometido con los estudios realizados en campo por la empresa subcontratada, complementando sus resultados con estudios hechos por él mismo. De esta manera, se vela por la sanidad en responsabilidad ingenieril de ambas partes. Esto se argumenta, ya que hay ocasiones donde los resultados del estudio de suelos arrojan números de estabilidad del suelo natural, (es decir, tal y como lo encontraron a la hora del estudio) y por alguna razón las condiciones en sitio fueron modificadas (variaciones por exposición a la intemperie, por ejemplo), sin conocimiento de la empresa realizadora de los estudios. Sin embargo, el ingeniero debe de estar anuente a realizar las debidas comprobaciones.

En uno de los casos de este proyecto (Radio Base Purruja en Golfito) se encuentra una pendiente de terreno natural casi paralela a la vertical. En estos casos, el ingeniero debe de tomar decisiones para generar estabilidad al talud por sí solo. Por esto, en el desarrollo de este proyecto se trabajará con pendientes máximas de 1:1,5, para procurar, como se mencionó anteriormente, una estabilidad del terreno por medios propios.

Dimensiones preliminares del muro

Luego de haber concretado los procesos de análisis, evaluaciones e investigaciones geotécnicas, se procede a proponer los sistemas de protección y estabilización de los terrenos. El proceso de diseño estructural corresponde a un tema iterativo, donde se comprueban las condiciones reales del sitio con los resultados

mismos de los diseños. Las dimensiones preliminares de un muro anclado, en este caso, responden a las condiciones del terreno donde se va a construir, al grado de inclinación, a la longitud proyectada que necesite protección, a las características mecánicas del suelo, etc.

Es entonces cuando se definen las dimensiones preliminares como el primer paso de iteración. Aquí se proponen la longitud, la altura y la pendiente de la cara del muro (que, en la mayoría de los casos, corresponde a la pendiente del talud en análisis; sin embargo, puede ser modificada si así lo requiere el diseño). El grado de inclinación del muro es un tema que no se debe pasar por alto, ya que la presión que ejerce el suelo sobre el muro puede verse modificada. Esto se comprueba con la teoría de la relación de esfuerzos, definidos como una presión por una unidad de área. Entonces, al comparar el área proyectada del talud totalmente vertical, con el área del talud inclinado, ésta última es mayor, por lo que la presión que ejerce la masa de tierra será, evidentemente, menor. Por esto, un talud inclinado, sin ningún tipo de refuerzo, es más estable que uno con condiciones de inclinación aproximada a la vertical, en las mismas condiciones.

Además, debe entenderse que el sistema constructivo se realiza mediante una pantalla de concreto proyectado (por vía húmeda), lo que limita el espesor de la pantalla. Lo más común en el ambiente de construcción es encontrarse con espesores de 10-12 cm, inclusive se puede llegar a los 15 cm. Además, este espesor debe considerar la ubicación de la malla electro-soldada (WWM) y del acero de refuerzo (si es el caso).

Espaciamiento de los anclajes en ambos sentidos

Los anclajes de refuerzo deben ser colocados a una distancia estratégica que permita la posibilidad adecuada de perforación y/o que no imposibilite el sistema constructivo, sin alterar el comportamiento del talud. Además, deben estar separados a una distancia que no permita grandes áreas sin refuerzo de anclajes en la cara del talud donde las presiones aumentan. Considerando que el espesor de la pantalla no es muy grande, su capacidad de soporte es pequeña. Por lo que no deben dejarse grandes paños sin refuerzo de anclajes, ya que su funcionalidad principal no es soportar la presión del suelo, sino el de unir el sistema total Soil Nailing (sin embargo sí contribuye en pequeñas proporciones). Por esta razón, el sistema de refuerzo debería aumentar en estas secciones para contemplar los esfuerzos por flexión, lo que elevaría los costos, restándole funcionalidad a la estructura del muro en relación con otros sistemas como los muros de concreto reforzado.

Ubicación espacial de los anclajes en la pantalla del muro

Una de las consideraciones para darle ubicación a los anclajes en la pantalla, es su interacción con el borde del muro, donde se compromete el colapso de la estructura por fallas o imperfecciones en el sistema constructivo. La distancia mínima de separación con el borde, que se utiliza en este informe, es de 75 cm, por las condiciones del sistema de perforación (Core Drille – Roto martillo).

Otra de las medidas que se debe de tomar en cuenta para dar ubicación a los anclajes en la superficie proyectada de la pantalla de concreto, es la distancia mínima de separación. En el caso de este informe, se consideran 120 cm de separación tanto en la dirección vertical (S_v) como en la horizontal (S_H), como la mínima de

servicio. Esto es para disminuir las áreas sin protección en contacto con el suelo, donde incrementen los esfuerzos de flexión. De la misma manera, se contempla la ubicación rectangular o triangular de los anclajes. Esta se define con el mismo criterio de la separación mínima, determinando las menores áreas sin refuerzo en la pantalla del muro que vayan a soportar esfuerzos en flexión.

Inclinación de los anclajes

La inclinación de los anclajes debe ser considerada para permitir un correcto transporte de la lechada en la perforación. La inclinación típica utilizada varía de 10 a 20 grados. Menos de 10 grados, se expone a que la lechada no haga el recorrido esperado y por lo tanto se generen espacios vacíos que disminuyen el esfuerzo de unión suelo-anclaje. Un grado de inclinación mayor de 20 grados no es recomendable, ya que la componente vertical de la tensión producida por el anclaje se hace muy grande, por lo que debería ser considerada para el diseño por flexión de la pantalla. El manual de referencia para diseño de Soil Nail Walls, de la Federal Highway Administration (FHWA) establece que la inclinación más común es de 15 grados (utilizada en este informe).

Diámetro de los anclajes

Como primer paso, el diseñador debe proponer dimensiones del refuerzo y después comprobar que cumpla con las características de estabilidad del suelo y su funcionalidad propia en el sitio, utilizando la memoria de cálculo registrada en el manual de diseño de anclajes de la FHWA. Se debe hacer una revisión de la tensión nominal (T_{NN}), obtenida a partir de los parámetros del suelo del estudio geotécnico correspondiente, como lo son la cohesión y el ángulo de fricción. Después, a partir de nomogramas propuestos en el manual de diseño Soil Nailing de la FHWA, se

hace la lectura de la tensión adimensional (T_D). El nomograma es seleccionado considerando la inclinación del terreno detrás del muro y la inclinación del talud donde se ubicará la pantalla de concreto con respecto al eje vertical.

Después de obtener la tensión adimensional (T_D), se obtiene la tensión nominal (T_{NN}), para dar paso a la obtención del área transversal mínima de refuerzo. Este valor se compara con el propuesto, y se determina si cumple o si debe ser modificado para satisfacer las necesidades del sitio.

Longitud de los anclajes

La longitud de los anclajes debe considerar un esfuerzo de fricción necesario para unir la masa deslizante con la masa resistente de suelo.

Para determinar la longitud provisional de los anclajes, se hace uso del programa computacional Slide, con el cual se obtiene el modelo de análisis de estabilidad. Al correr el programa, se observa el factor de seguridad con el plano de falla correspondiente. De esta manera se puede tener un parámetro de longitud del anclaje, para satisfacer la estabilidad del talud.

Además, se debe considerar la condición de arrancamiento donde interactúan las características mecánicas del suelo con el sistema de anclaje, tomando en cuenta el esfuerzo último de adherencia del suelo. De igual manera, se hace uso de nomogramas que el manual de diseño Soil Nailing Walls de la FHWA propone, según las condiciones de inclinación del talud atrás del muro, y de la inclinación de la pantalla con respecto a la vertical. Estos contemplan parámetros del suelo como la cohesión última y el ángulo de fricción del suelo que se esté analizando, incluso la relación que existe entre la tensión nominal (T_D) y la resistencia al arrancamiento (Q). A partir de la lectura de los nomogramas se puede determinar una relación (L/H) que deber considerarse para aumentar o disminuir la longitud propuesta inicialmente.

Revisión de resistencia en la pantalla de concreto

La pantalla de concreto lanzado debe de ser revisada por sus dos límites de falla, el primero es la resistencia a la flexión en la cabeza del anclaje y el segundo es la resistencia al punzonamiento. La resistencia mínima de diseño de la pantalla (T_F) será la mínima, en magnitud, entre las dos condiciones citadas.

Resistencia a la flexión en la cabeza del anclaje

De acuerdo con los estatutos del manual de diseño, para este tipo de propuesta constructiva se deben verificar los momentos generados por el empuje de tierra en los elementos soportantes, para determinar su resistencia a la flexión. Es importante acotar que el diagrama de presiones de suelo no es constante detrás del muro, siendo más grande exactamente detrás de los anclajes y más pequeño en los espacios libres de muro. Estos momentos por flexión son calculados en la pantalla de concreto lanzado, en dos puntos estratégicos. Uno de ellos es en la cabeza de los anclajes, donde se encuentran dos tipos de acero, el de la malla electro-soldada y el de las barras de refuerzo detrás de la placa metálica, por punzonamiento. El segundo punto de análisis es en el claro del muro donde no están los anclajes, es decir, donde el único elemento de acero que se encuentra es la malla electro-soldada.

Después del proceso de determinación de los esfuerzos que actúan en la cara del muro, se procede a calcular la resistencia nominal (T_{FN}), que depende de la separación de los anclajes, de los momentos producidos por los esfuerzos que actúan en la pantalla y un factor (C_F) que considera el efecto de la presión no uniforme del suelo actuando detrás de la cara del muro.

Resistencia al punzonamiento

El punzonamiento es una falla común en este tipo de sistema, ya que el concreto está en contacto directo con un elemento metálico en una parte de su superficie transversal. Donde por la interacción de los esfuerzos de tensión de los pernos con el suelo y con el concreto de la pantalla, se atenúa el punzonamiento.

Para esta condición de falla por punzonamiento se presenta un plano de deformación de la pantalla con respecto a la placa metálica, en forma trapezoidal. Entonces, como primer paso del diseñador, se debe de estudiar este plano de falla. Para eso se obtiene un diámetro equivalente de este plano, a partir del ancho de la placa metálica y del espesor de la pantalla de concreto. Una vez obtenidas las características de esta falla, se determina el esfuerzo de punzonamiento (V_N), teniendo en cuenta la resistencia a la compresión del concreto, el diámetro equivalente de falla y el espesor de la pantalla.

Con el esfuerzo obtenido, se procede a determinar la resistencia nominal al punzonamiento en la cabeza del anclaje (T_{FN}), que depende propiamente de las separaciones de los pernos en ambas direcciones, de las áreas transversales de perforación y la del plano de falla de este esfuerzo; así como de un factor (C_s) que considera el efecto de la presión no uniforme del suelo, actuando detrás de la cara del muro, por punzonamiento.

Revisión de la condición de servicio de la pantalla

Las cargas que actúan en la pantalla de concreto lanzado deben ser contrarrestadas por la resistencia que ella ejercerá; es decir, la resistencia mínima entre la condición de flexión y la de punzonamiento; en su caso, la resistencia máxima de diseño en la cara (T_F).

La determinación del empuje activo del suelo sobre la cabeza del anclaje es un factor importante para considerar el servicio de la pantalla. Una vez calculado este esfuerzo, se

corroborar que la resistencia máxima de diseño sea mayor a los empujes activos que produce en suelo.

Diagrama de tensiones

La tensión máxima de los anclajes es el mínimo valor entre la resistencia nominal al arrancamiento (Q), la resistencia nominal a la tensión axial (T_N) y la resistencia en tensión en la cara del muro (T_F). Esto se amplía de mejor forma con la ilustración que detalla el diagrama de tensiones de un anclaje (ver siguiente figura), el lector podrá relacionar la información anterior con lo señalado en el diagrama.

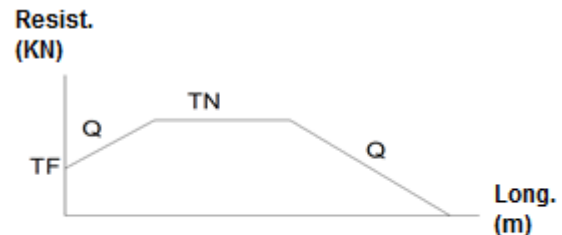


Diagrama de tensiones de un anclaje

Simbología:

TN: Resistencia axial admisible en el refuerzo

Q: Resistencia admisible al arrancamiento

TF: Resistencia admisible en la cabeza del anclaje

. **Figura 46.** Diagrama de tensiones en un anclaje
Fuente: Elaboración propia

Metodología de diseño Soil Nailing

Diseño Soil Nailing

La filosofía de diseño utilizada para este proyecto es la de Esfuerzos de Trabajo (ASD), siguiendo las estipulaciones del Manual de diseño de muros Soil Nailing de la Federal Highway Administration (FHWA). Se describe paso por paso la memoria de cálculo para determinar las condiciones de diseño recomendables para este tipo de sistema.

Determinación de área de varilla necesaria

El área de refuerzo necesario para satisfacer las condiciones del sitio debe ser revisada. Para eso, en este informe se siguen los pasos del manual de la FHWA en cuanto a diseño de sistemas Soil Nailing, por la metodología ASD (esfuerzos de trabajo).

El primer paso es obtener las condiciones últimas de los parámetros del suelo. Para ello se determina la cohesión y el ángulo de fricción últimos, como se especifica a continuación.

$$C_D = \frac{C_U}{(F \cdot \gamma \cdot H)}$$

Ecuación 1. Cohesión última de un suelo
Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde:

C_D = Cohesión (kN/m^2).

F = Factor de seguridad del sistema.

γ = Peso específico del suelo (kN/m^3).

H = Altura vertical del talud (m).

El ángulo de fricción en las condiciones últimas se determina de la siguiente manera.

$$\varphi_D = \tan^{-1}(\tan \varphi_U / F)$$

Ecuación 2. Ángulo de fricción último
Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde:

φ_U = Ángulo de fricción en grados ($^\circ$)

F = Factor de seguridad del sistema.

Después de determinar las condiciones últimas de los parámetros del suelo, se calcula la tensión nominal requerida de la barra (T_{NN}), a partir de la siguiente relación:

$$T_D = \alpha_N \cdot T_{NN} / (\gamma \cdot H \cdot S_V \cdot S_H)$$

Ecuación 3. Esfuerzo de tensión nominal requerida en el anclaje
Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde:

α_N = Factor de resistencia de la barra.

T_D = Capacidad adimensional de tensión del anclaje.

γ = Peso específico del suelo (kN/m^3).

H = Altura vertical del talud (m).

S_V = Separación de anclajes en la dirección vertical (m).

S_H = Separación de anclajes en la dirección horizontal (m).

Se presentan los nomogramas, donde los datos de entrada son estos parámetros del suelo mencionados para obtener la capacidad adimensional de tensión del anclaje (T_D). Se detallan a continuación.

La siguiente figura representa el nomograma para un talud detrás del muro de 0° , y ángulos de inclinación de la pantalla de 0° y 10° con respecto al eje vertical.

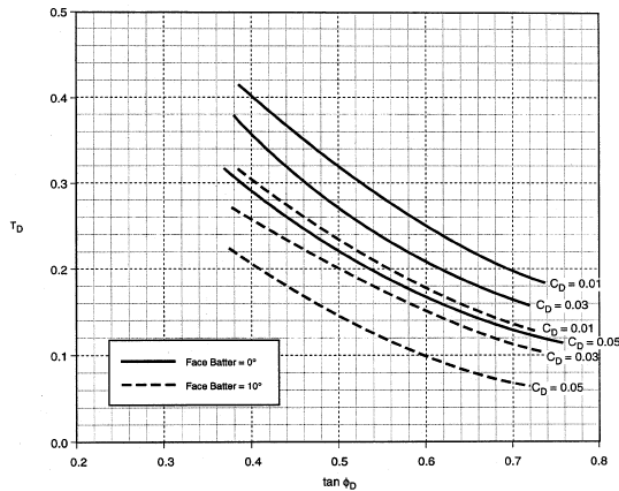


Figura 47. Nomograma para un talud detrás del muro de 0° , y ángulos de inclinación de la pantalla de 0° y 10° con respecto al eje vertical
Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Para un talud detrás del muro de 10° , y ángulos de inclinación de la pantalla de 0° y 10° con respecto al eje vertical, se presenta la siguiente figura.

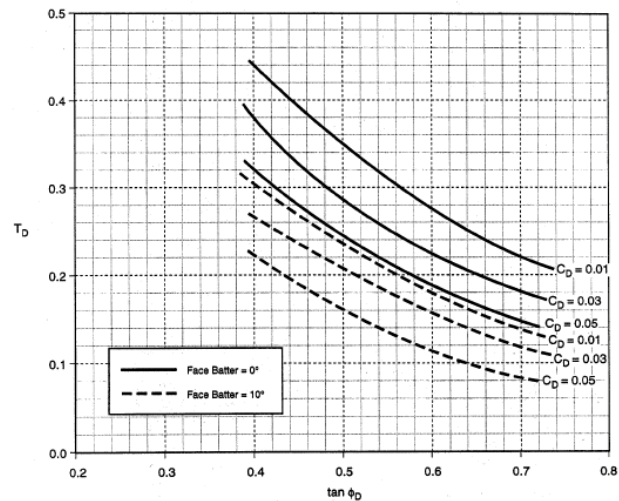


Figura 48. Nomograma para un talud detrás del muro de 10° , y ángulos de inclinación de la pantalla de 0° y 10° con respecto al eje vertical
Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

El nomograma para un talud detrás del muro de 20° , y ángulos de inclinación de la pantalla de 0° y 10° con respecto al eje vertical, es presentado en la siguiente figura.

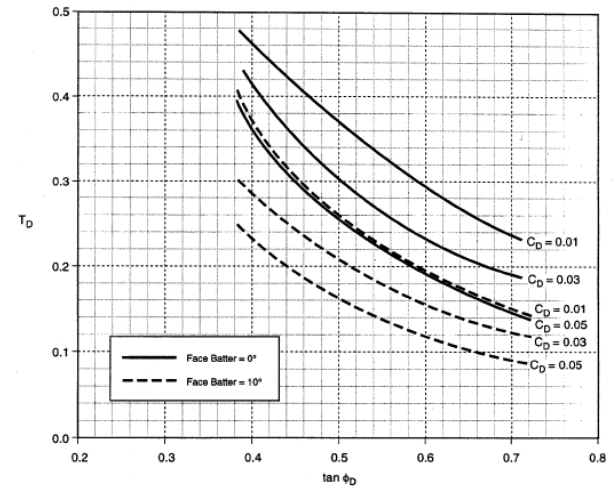


Figura 49. Nomograma para un talud detrás del muro de 20° , y ángulos de inclinación de la pantalla de 0° y 10° con respecto al eje vertical
Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Para condiciones del terreno con un talud detrás del muro de 34° , y ángulos de inclinación de la pantalla de 0° y 10° con respecto al eje vertical, se utiliza el siguiente nomograma.

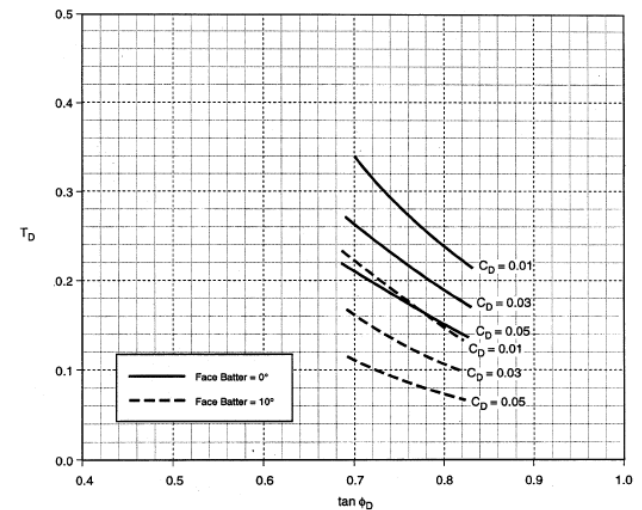


Figura 50. Nomograma para un talud detrás del muro de 34° , y ángulos de inclinación de la pantalla de 0° y 10° con respecto al eje vertical
Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Para una mejor comprensión del lector, el siguiente esquema, representa las condiciones del sitio para la elección del nomograma por utilizar.

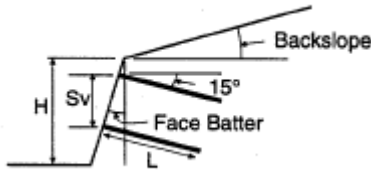


Figura 51. Condiciones del sitio para la elección del nomograma

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde:

Backslope: talud detrás del muro.

Face Batter: inclinación del muro con respecto al eje vertical.

El manual de diseño solamente presenta los nomogramas adjuntos anteriormente. En el caso de alguna variación en las geometrías del terreno; es decir, que se cuente con taludes detrás del muro con grados de inclinación diferentes a 0°, 10°, 20° y 34° o con inclinaciones del muro diferentes a 0° o a 10°, el manual permite realizar métodos de interpolación y extrapolación de las capacidades de tensión adimensional registradas entre los diferentes cuadros.

Ahora bien, después de la lectura de los nomogramas, se calcula la tensión nominal requerida en el anclaje (T_{NN}), para esto se hace uso del siguiente factor de resistencia de la barra (α_N) en la condición estática.

| Elemento | Factor de resistencia (Condición estática) α |
|--|---|
| Resistencia de cabeza de anclaje | $\alpha_f = 0,67$ |
| Resistencia a la tensión de la varilla de anclaje | $\alpha_N = 0,55$ |
| Resistencia a la extracción de interfase suelo-lechada | $\alpha_Q = 0,50$ |
| Suelo | $F = 1,35$ |

Figura 52. Factores de resistencia para determinación de la tensión nominal requerida (T_{NN})

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Una vez obtenida la tensión nominal requerida de la barra, que se obtiene despejándola de la Ecuación 3, se procede a determinar el área de acero transversal mínimo (A_B) que es capaz de

resistir las tensiones de diseño. Esto se hace mediante la siguiente ecuación:

$$A_B = T_{NN}/F_y$$

Ecuación 4. Acero transversal mínimo

Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde:

A_B = Área transversal mínima para resistir fuerzas de tensión del anclaje (cm^2).

T_{NN} = Tensión nominal requerida actuando en el anclaje (kN).

F_y = Módulo de fluencia de la barra de acero utilizada (kN/cm^2).

La condición de diseño consiste en que el área de refuerzo transversal propuesto provisionalmente, cumpla con el área mínima para soportar las tensiones del anclaje, (de lo contrario se deberá aumentar el diámetro de varilla), de la siguiente manera:

$$\text{Acero provisional } (\text{cm}^2) \geq A_B(\text{cm}^2)$$

Ecuación 5. Verificación del área transversal del refuerzo.

Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Determinación de longitud de varilla necesaria

El parámetro de revisión de longitud de anclaje es la resistencia al arrancamiento. Como ya se ha explicado anteriormente, uno de los mecanismos de falla es producido por la longitud del anclaje, que debe ser capaz de unir la masa de suelo inestable con la estable.

Estimación de la resistencia al arrancamiento para diseño

Una de las consideraciones más grandes de diseño es el esfuerzo de arrancamiento entre la estructura de anclaje y el suelo. Por esto, se debe verificar que la resistencia última de arrancamiento (Q_u) asumida en el diseño cumple con la seguridad de la estructura.

La resistencia al arrancamiento puede ser afectada por:

- ✓ El tipo de suelo o roca en sitio y sus respectivos esfuerzos de corte.
- ✓ Método de perforación utilizado, esto por la variación de la aspereza en cada proceso.
- ✓ Pérdida de material de corte en el fondo de la perforación. Ocurre cuando se utilizan perforaciones con taladro o cuando se utiliza un mecanismo de aire para remover el material en el fondo, pero el compresor de aire no llega hasta ahí.
- ✓ La capacidad, experiencia y técnica de la persona encargada de la perforación.
- ✓ El tiempo en el que el hueco de perforación queda abierto antes de ser inyectado con concreto.

Como ya se mencionó anteriormente, la resistencia al arrancamiento depende del tipo de suelo que se encuentre en sitio. El manual de diseño de la Federal Highway Administration (FHWA) propone algunos valores de esfuerzos últimos de unión del suelo, dependiendo del tipo de material y del método de perforación, tanto para suelos granulares, como cohesivos y rocosos.

- ✓ Suelos granulares o no cohesivos: se consideran los valores de la siguiente figura, de acuerdo con el manual FHWA. Además, únicamente considera el método de perforaciones, "open hole".

| Construction Method | Soil Type | Unit Ultimate Bond Stress kN/m ² (psi) |
|---------------------|---|---|
| Open Hole | Non-plastic silt | 20 - 30 (3.0-4.5) |
| | Medium dense sand and silty sand/sandy silt | 50 - 75 (7.0-11.0) |
| | Dense silty sand and gravel | 80 - 100 (11.5-14.5) |
| | Very dense silty sand and gravel | 120 - 240 (17.5-34.5) |
| | Loess | 25 - 75 (3.5 - 11.0) |

Figura 53. Esfuerzo último de unión de suelos granulares

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

- ✓ Suelos cohesivos: para un sistema de anclajes con lechada incorporada, se puede estimar la resistencia última por arrancamiento como 0.25 a 0.75 veces el promedio del esfuerzo cortante no drenado, con el factor más bajo asociado a arcillas rígidas.

Para métodos de perforación con taladro se podrían suponer valores bajos por la influencia que tiene el cuidado al limpiar el agujero. Mientras que para arcillas limosas y

arenosas el factor es un poco más alto, que los mostrados en la siguiente figura.

| Construction Method | Soil Type | Unit Ultimate Bond Stress kN/m ² (psi) |
|---------------------|-------------------|---|
| Open Hole | Stiff Clay | 40 - 60 (6.0-8.5) |
| | Stiff Clayey Silt | 40 - 100 (6.0-14.5) |
| | Stiff Sandy Clay | 100 - 200 (16.5-29.0) |

Figura 54. Esfuerzo último de unión de suelos cohesivos

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

- ✓ Suelos rocosos: la resistencia última al arrancamiento en suelos rocosos competentes debe ser estimada como el 10% del esfuerzo en compresión uniaxial de la roca hasta un valor máximo de 4000 kN/m², según la FHWA. Sin embargo, los valores de esfuerzos últimos de unión para suelos rocosos son presentados en la siguiente figura.

| Construction Method | Rock Type | Unit Ultimate Bond Stress kN/m ² (psi) |
|---------------------|---------------------|---|
| Rotary Drilled | Marl/Limestone | 300 - 400 (43.5-58.0) |
| | Phillite | 100 - 300 (14.5-43.5) |
| | Chalk | 500 - 600 (72.0-86.5) |
| | Soft Dolomite | 400 - 600 (58.0-86.5) |
| | Fissured Dolomite | 600 - 1000 (86.5-144.5) |
| | Weathered Sandstone | 200 - 300 (29.0-43.5) |
| | Weathered Shale | 100 - 150 (14.5-21.5) |
| | Weathered Schist | 100 - 175 (14.5-25.5) |
| | Basalt | 500 - 600 (72.0-86.5) |

Figura 55. Esfuerzo último de unión de rocas

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

A partir del esfuerzo último de unión de un suelo, se puede obtener la resistencia última de arrancamiento, mediante la siguiente ecuación:

$$Q_u \text{ [kN/m]} = (\text{Esfuerzo último de unión}) \cdot \pi \cdot D$$

Ecuación 6. Resistencia última al arrancamiento

Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde D representa el diámetro de perforación, expresado en metros. El esfuerzo último de unión está expresado en kN/m².

De la misma manera que la sección anterior de determinación de área mínima del anclaje, para calcular la longitud mínima de refuerzo es necesario encontrar una resistencia adimensional al arrancamiento de perno (Q_D). Esta resistencia se puede calcular por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_D = \alpha_Q \cdot Q_u / (\gamma \cdot S_V \cdot S_H)$$

Ecuación 7. Resistencia adimensional al arrancamiento.

Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde:

α_Q = Factor de resistencia de extracción de la barra.

Q_U = Esfuerzo último de arrancamiento (kN/m).

γ : Peso específico del suelo (kN/m³).

S_V = Separación de anclajes en la dirección vertical (m).

S_H = Separación de anclajes en la dirección horizontal (m).

Para calcular este arrancamiento adimensional se hace uso de un factor de resistencia de extracción de la barra (α_Q), definido en la siguiente figura, de acuerdo con las especificaciones del manual de diseño.

| Elemento | Factor de resistencia (Condición estática) α |
|--|---|
| Resistencia de cabeza de anclaje | $\alpha_F = 0,67$ |
| Resistencia a la tensión de la varilla de anclaje | $\alpha_N = 0,55$ |
| Resistencia a la extracción de interfase suelo-lechada | $\alpha_Q = 0,50$ |
| Suelo | $F = 1,35$ |

Figura 56. Factores de resistencia para determinación de la resistencia al arrancamiento adimensional (Q_D)

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

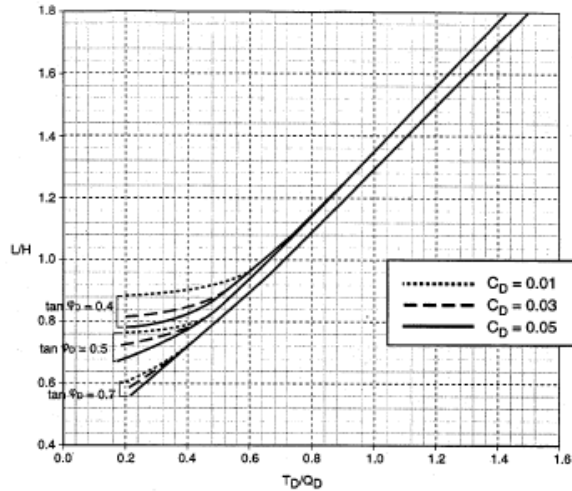
La resistencia última al arrancamiento es determinada por el esfuerzo de unión del macizo donde se instalan los pernos de anclaje y por el área transversal de la perforación. La metodología de diseño para la obtención del arrancamiento está debidamente detallada en la Ecuación 6.

El uso de nomogramas también es necesario en esta parte de la revisión del diseño en cuanto a la longitud del perno. Estos cuadros se utilizan para encontrar una relación (L/H) de la longitud provisional del anclaje con la altura vertical del talud. Los parámetros de entrada son las condiciones últimas del suelo (calculadas en las Ecuaciones 1 y 2) y una nueva relación obtenida mediante la capacidad en tensión adimensional del anclaje y la resistencia adimensional al arrancamiento (T_D/Q_D).

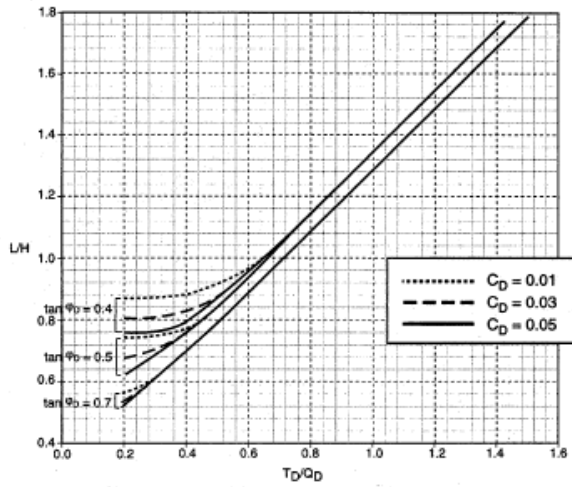
De la misma manera, se presentan los cuadros mediante los cuales se obtiene la relación L/H, que será importante para determinar si la longitud provisional propuesta debe ser modificada en magnitud.

Ahora bien, serán seleccionados según la misma metodología para los cuadros de lectura de la capacidad en tensión adimensional (T_D), contemplando el talud detrás del muro y la inclinación del muro con respecto al eje vertical. Los nomogramas que suministra el manual de la FHWA son destacados a continuación.

El siguiente es un nomograma para un talud detrás del muro de 0°, y ángulos de inclinación de la pantalla de 0° y 10° con respecto al eje vertical.



Backslope = 0° Face Batter = 0° (Chart 1B)

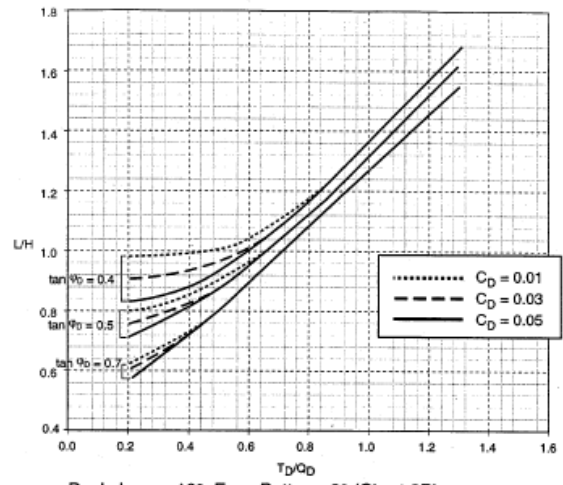


Backslope = 0° Face Batter = 10° (Chart 1C)

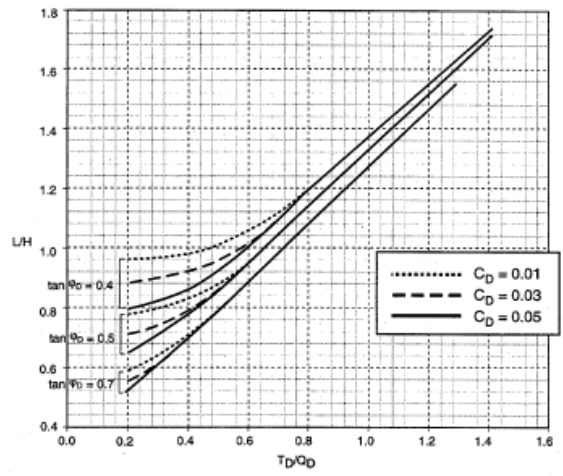
Figura 57. Nomograma para un talud detrás del muro de 0°, y ángulos de inclinación de la pantalla de 0° y 10° con respecto al eje vertical

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

El nomograma presentado cumple para las condiciones de un talud detrás del muro de 10°, y ángulos de inclinación de la pantalla de 0° y 10° con respecto al eje vertical.



Backslope = 10° Face Batter = 0° (Chart 2B)

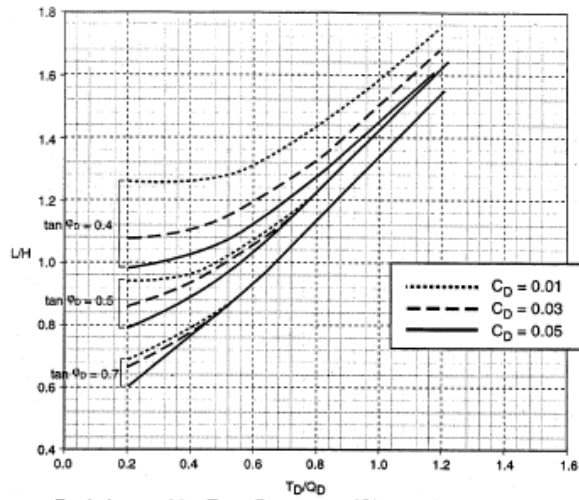


Backslope = 10° Face Batter = 10° (Chart 2C)

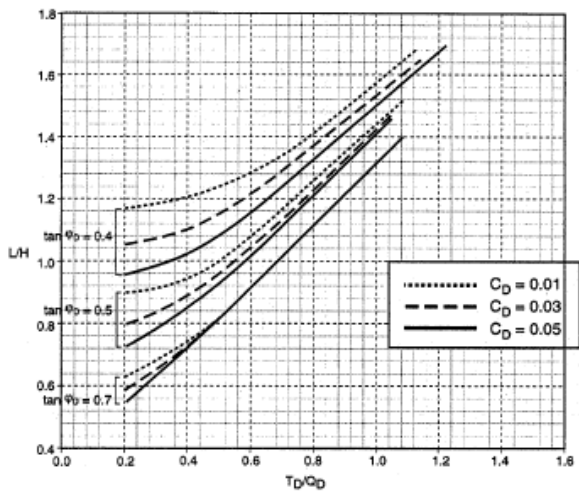
Figura 58. Nomograma para un talud detrás del muro de 10°, y ángulos de inclinación de la pantalla de 0° y 10° con respecto al eje vertical

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Nomograma para un talud detrás del muro de 0°, y ángulos de inclinación de la pantalla de 20° y 10° con respecto al eje vertical.



Backslope = 20° Face Batter = 0° (Chart 3B)

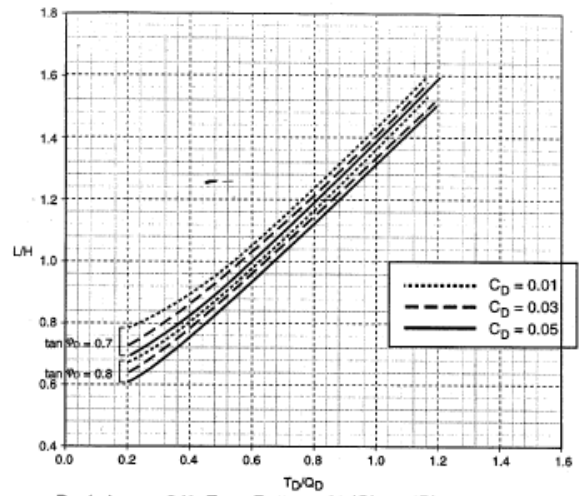


Backslope = 20° Face Batter = 10° (Chart 3C)

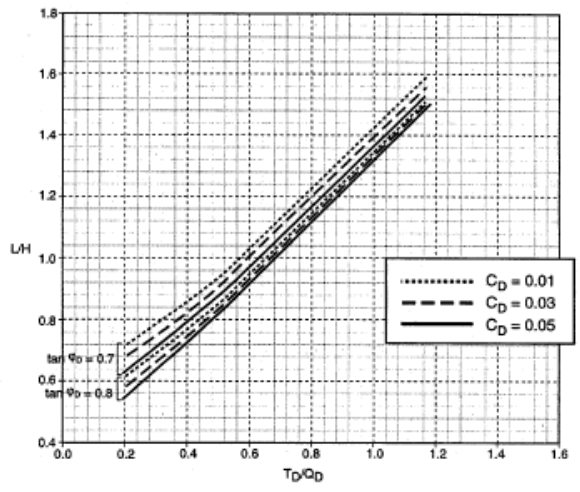
Figura 59. Nomograma para un talud detrás del muro de 0°, y ángulos de inclinación de la pantalla de 20° y 10° con respecto al eje vertical

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

El siguiente nomograma define un talud detrás del muro de 34°, y ángulos de inclinación de la pantalla de 0° y 10° con respecto al eje vertical.



Backslope = 34° Face Batter = 0° (Chart 4B)



Backslope = 34° Face Batter = 10° (Chart 4C)

Figura 60. Nomograma para un talud detrás del muro de 34°, y ángulos de inclinación de la pantalla de 0° y 10° con respecto al eje vertical

Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

La longitud mínima necesaria para resistir los esfuerzos de arrancamiento será calculada multiplicando el factor L/H por la longitud provisional propuesta por el diseñador. Es decir que la condición de diseño deberá consistir en la verificación de que la longitud propuesta sea mayor o igual que la longitud mínima calculada; de lo contrario, se debe incrementar. La siguiente ecuación demuestra la relación de diseño.

$$\text{Longitud provisional (cm)} \geq L_{\text{mín}}(\text{cm})$$

Ecuación 8. Verificación la longitud del refuerzo
Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Revisión de la resistencia en la pantalla de concreto

El esfuerzo de flexión es el fenómeno que se presenta en este tipo de muros, se da en dos casos: flexión en la cabeza de los anclajes o por efecto del punzonamiento detrás de la placa de acero.

El esfuerzo de flexión que actúa en la cara del muro se desarrolla por medio de una formación de líneas de influencia por toda la sección. La manera en que la estructura responde es por medio del refuerzo por punzonamiento (detrás de la placa metálica), y de la malla electro-soldada.

La resistencia a la flexión incrementa con el aumento del refuerzo detrás de la placa metálica, y disminuye con el incremento del espaciamiento de los pernos. Con esta disminución de rigidez, la presión detrás del muro se hace aún menos uniforme, con grandes concentraciones de presión en la cabeza de los anclajes.

La presión del suelo detrás del muro se comporta como una carga distribuida no uniforme, que incrementa detrás de la cabeza del anclaje, como se muestra en la siguiente figura.

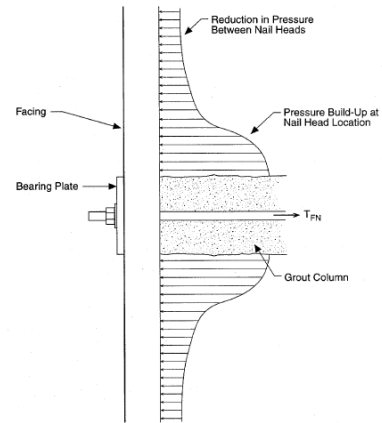


Figura 61. Distribución de presiones detrás del muro
Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Esta presión del suelo debe ser considerada en el diseño, ya que la condición de esfuerzo disponible en el anclaje va a ser significativamente mayor que el esfuerzo propuesto, basado en una suposición conservativa de una distribución de presión uniforme.

Para revisar la resistencia en la pantalla de concreto se estudian dos fenómenos, el primero es la resistencia a la flexión en la cabeza del anclaje, y la segunda es la resistencia al punzonamiento. De esta manera, se busca determinar la menor de las anteriores para encontrar la resistencia actuante en la pantalla. Una vez que se revisan los dos casos en la cara del muro, se debe seleccionar un factor de resistencia en la condición estática para el fenómeno de resistencia en la cabeza del anclaje (o en la cara del muro), como se observa en la siguiente figura. Este factor se utiliza para obtener la resistencia máxima de diseño en la cara del muro (T_F).

| Elemento | Factor de resistencia (Condición estática) |
|--|--|
| | α |
| Resistencia de cabeza de anclaje | $\alpha_F = 0,67$ |
| Resistencia a la tensión de la varilla de anclaje | $\alpha_N = 0,55$ |
| Resistencia a la extracción de interfase suelo-lechada | $\alpha_Q = 0,50$ |
| Suelo | $F = 1,35$ |

Figura 62. Factores de resistencia para determinación de la resistencia máxima de diseño en la cara del muro (T_F)
Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Como se mencionó anteriormente, la resistencia en la pantalla de concreto es determinada por la resistencia a flexión en la cabeza del perno (T_{FN}) y al punzonamiento (T_{FN}). Estas dos condiciones tienen la misma simbología ya que se escoge una entre ellas, de manera que la menor (en magnitud) será considerada la resistencia máxima de diseño en la cara del muro (T_F).

- ✓ Resistencia a flexión en la cabeza del perno (T_{FN}): para revisar la resistencia a la flexión en la pantalla de concreto, se estudian los momentos generados por el empuje de tierra en los elementos soportantes, y con esto, se determina su capacidad resistente. Para hacer el cálculo de los momentos mencionados se hace uso de la siguiente ecuación.

$$m_v = \frac{A_s \cdot F_y \cdot \gamma}{b} \left(d - \frac{A_s \cdot F_y}{1.7 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

Ecuación 9. Cálculo de momentos en la pantalla de concreto lanzado

Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde:

A_s = área del refuerzo en tensión en la pantalla del muro en un panel de ancho "b" (m^2).

b = ancho del panel en análisis, en metros (igual a S_H).

d = distancia desde el recubrimiento hasta la fibra del refuerzo en tensión (m).

Por lo general, el reforzamiento de acero en la pantalla de concreto lanzado es colocado en el centro de su espesor. Las barras de acero vertical en la cabeza de los anclajes son opcionales, y pueden ser una alternativa para incrementar el tamaño de la malla electro-soldada, en caso de que la exigencia de los momentos verticales así lo requiera.

La ecuación anterior considera equilibrio de momentos y fuerzas de un panel interior que es cargado por el suelo, y es contrarrestado por el refuerzo de malla electro-soldada y el acero detrás de la placa metálica. Además, considera la capacidad de resistir momentos plásticos desarrollados en todas las líneas de influencia.

La resistencia nominal a la flexión en la cabeza del anclaje, por efecto de los momentos actuantes en la cara del muro, se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$T_{FN} = C_F (m_{v,neg} + m_{v,pos}) \left(\frac{8S_H}{S_V} \right)$$

Ecuación 10. Resistencia a la flexión en la cabeza del anclaje
Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde:

$m_{v,neg}$ = momento nominal vertical negativo producido por la resistencia en la cabeza del anclaje y en los claros libres de anclajes.

$m_{v,pos}$ = momento nominal vertical producido positivo en los claros libres de anclajes.

S_V = separación de anclajes en la dirección vertical (m).

S_H = separación de anclajes en la dirección horizontal (m).

C_F = factor de flexión de la cara.

El factor de flexión (C_F) considera el efecto de la presión no uniforme del suelo actuando detrás de la cara del muro. Como ya se mencionó anteriormente, la rigidez de la flexión disminuye con el incremento del espaciamiento de los pernos. Y por ende el esfuerzo del suelo detrás de la pantalla aumenta detrás de los anclajes. El factor de flexión C_F puede ser considerado con un valor de 1.0 (correspondiente a una presión de contacto uniforme), por la no uniformidad de la presión del suelo en contacto con el muro, y se incrementa cuando las separaciones de los anclajes son muy grandes y fuera de los rangos establecidos en el manual de diseño de la FHWA. Es decir, aumentan los factores cuando las presiones detrás de los anclajes crecen. Por el contrario, este factor puede disminuir cuando la cantidad de refuerzo por flexión aumenta, esto es debido a que la pantalla del muro será aún más rígida con respecto a la presión que ejercerá el suelo en contacto.

El manual de diseño de sistemas Soil Nailing, recomienda ciertos valores para el coeficiente de flexión (C_F), de acuerdo con el espesor del muro especificado y la condición de servicio de la pantalla, como se describe en la siguiente figura.

FACING PRESSURE FACTORS
RECOMMENDED VALUES FOR DESIGN

| Nominal Facing Thickness (mm) | Temporary Facings | | Permanent Facings | |
|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S |
| 100 | 2.0 | 2.5 | 1.0 | 1.0 |
| 150 | 1.5 | 2.0 | 1.0 | 1.0 |
| 200 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

Figura 63. Coeficiente de Flexión en la cara del muro.
Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

- ✓ Resistencia al punzonamiento (T_{FN}): el punzonamiento en este tipo de muros anclados se da en la sección de contacto de la placa de acero con el muro. Se produce una falla cónica en el bloque de concreto, centrado en la cabeza del anclaje. La forma de la superficie de ruptura en la cara del muro depende del tipo de conexión entre los anclajes y la pantalla. La siguiente figura demuestra una idealización conservativa de la superficie de ruptura producida por el esfuerzo de punzonamiento.

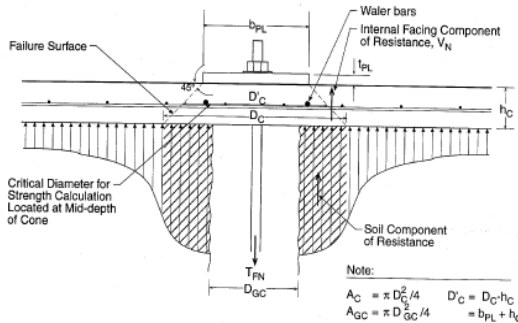


Figura 64. Distribución de presiones por el esfuerzo de punzonamiento.
Fuente: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Con base en el modelo de la figura anterior, el manual de diseño de la FHWA propone el cálculo del esfuerzo nominal de cortante interno por punzonamiento (V_N) en la cara del muro, considerando el esfuerzo cortante que actúa en el perímetro efectivo de la sección, que es definido por el diámetro efectivo del cono de punzonamiento (D'_c) y de la profundidad efectiva del cono (h_c). La siguiente ecuación refleja lo explicado anteriormente.

$$V_N = 0.33 \sqrt{f'_c} \cdot (\pi) \cdot (D'_c)(h_c)$$

Ecuación 11. Esfuerzo de cortante interno por punzonamiento actuando en la cara del muro
Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde:

f'_c = resistencia a la compresión del concreto lanzado (MPa).

D'_c = diámetro efectivo de la zona de ruptura (m).

h_c = profundidad del cono de ruptura, es igual al espesor del muro (m).

El diámetro efectivo del cono de falla es definido por la superficie de ruptura, comienza en el borde de la placa de acero y se extiende hacia el suelo en un ángulo de 45° con respecto al plano de la cara del muro. Este diámetro es definido como lo estipula la siguiente ecuación.

$$D'_c = b_{PL} + h_c$$

Ecuación 12. Diámetro efectivo del cono de ruptura por punzonamiento

Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde:

b_{PL} = ancho de la placa de acero.

h_c = profundidad del cono de ruptura, es igual al espesor del muro.

Otra ecuación que representa el diámetro efectivo de ruptura, de acuerdo con el modelo de falla es la siguiente.

$$D'_c = D_c - h_c$$

Ecuación 13. Diámetro efectivo del cono de ruptura por punzonamiento

Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde:

D_c = diámetro de la falla en lo interno del concreto.

h_c = profundidad del cono de ruptura, es igual al espesor del muro.

El manual hace una aproximación conservadora del esfuerzo de punzonamiento (T_{FN}) detrás de la placa de conexión de acero, con el esfuerzo interno cortante por punzonamiento (V_N) en el muro. La componente de reacción de resistencia del suelo en la cabeza del anclaje es calculada considerando un equilibrio de fuerzas, la falla en el diámetro del cono y el incremento de la presión detrás de la

cabeza del anclaje. La expresión nominal que determina la resistencia al punzonamiento al considerar todos los factores anteriores, es la siguiente:

$$T_{FN} = V_N \left(\frac{1}{1 - C_s(A_c - A_{GC}) / (S_V \cdot S_H - A_{GC})} \right)$$

Ecuación 14. Resistencia al punzonamiento detrás de la placa de acero
Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde:

V_N = esfuerzo nominal de cortante interno por punzonamiento (KN).

C_s = factor de punzonamiento.

S_V = separación de anclajes en la dirección vertical (m).

S_H = separación de anclajes en la dirección horizontal (m).

A_c = área de la superficie de ruptura, de acuerdo a su diámetro interior (D_c) (m^2).

A_{GC} = área de la sección transversal del agujero de perforación (m^2).

Para determinar las áreas mencionadas anteriormente, se hace uso de las siguientes ecuaciones.

$$A_c = \pi \cdot D_c^2 / 4$$

Ecuación 15. Área de la superficie de ruptura
Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde:

D_c = diámetro en metros de la falla en lo interno del concreto, que se puede obtener mediante las ecuaciones del diámetro efectivo de falla (D'_c)

$$A_c = \pi \cdot D_{GC}^2 / 4$$

Ecuación 16. Área de perforación
Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde:

D_{GC} = diámetro de perforación (m).

El factor C_s utilizado para determinar la resistencia al punzonamiento. Es un coeficiente que considera las mismas condiciones que el coeficiente de flexión C_F . Y se pueden tomar los valores que recomienda el manual de diseño de la FHWA, teniendo en cuenta que puede aumentar cuando las presiones detrás del muro

incrementan y se puede disminuir cuando el refuerzo por punzonamiento está en demasía y contrarresta fácilmente las presiones del suelo. El valor del coeficiente de punzonamiento puede ser tomado de la Figura 63.

Revisión de la condición de servicio de la pantalla

La revisión de la capacidad soportante de la pantalla de concreto lanzado debe ser estrictamente estudiada. La condición de diseño se basa en que la carga de servicio en la cabeza del anclaje (t_F), producida por el efecto de empuje del suelo detrás de la pantalla, sea menor que la resistencia admisible (T_F), obtenida del estudio del esfuerzo de flexión en la cara del muro y el efecto de punzonamiento detrás de la placa de acero. Esto se demuestra en la siguiente razón.

$$\text{Resistencia admisible } (T_F) \geq \text{Carga de servicio } (t_F)$$

Ecuación 17. Condición de diseño para la revisión de servicio de la pantalla
Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

La resistencia admisible considera el factor de resistencia en la condición estática para el elemento de resistencia en la cabeza del anclaje.

Debido a la interacción de la pantalla de concreto con el suelo se han detectado ciertos parámetros empíricos de la distribución de fuerzas en el plano de contacto con el suelo.⁴ La revisión empírica del muro se realiza para asegurarse de que la resistencia admisible del muro exceda las condiciones de servicio que pueden llegar a desarrollarse. La siguiente ecuación representa el cálculo de servicio en la cabeza de los anclajes.

$$t_F = F_F \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot S_H \cdot S_V$$

Ecuación 18. Carga de servicio de la pantalla
Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde:

F_F = factor de servicio en la cabeza del anclaje ($F_F = 0.50$).

H = altura vertical del muro (m).

⁴ Parámetros empíricos evaluados por la Federal Highway Administration (FHWA).

λ = peso volumétrico del suelo detrás del muro (KN/m³)

S_V = separación de anclajes en la dirección vertical (m).

S_H = separación de anclajes en la dirección horizontal (m).

K_a = coeficiente de empuje activo del suelo.⁵

En el caso del factor de servicio en la cabeza del anclaje (F_F), se acota que a menos de que el diseñador tenga información de monitoreo de sistemas constructivos similares, se recomienda que se evalúe este factor como igual a 0.5 para el caso de diseño.

Diagrama de esfuerzos de tensión en el anclaje

Para dar una mejor ejemplificación de las tensiones actuantes en la longitud del anclaje, se propone un diagrama de tensiones con la resistencia axial admisible (T_N), la resistencia admisible al arrancamiento (Q) y la resistencia admisible en la cabeza del anclaje (T_F). La siguiente figura demuestra las condiciones del diagrama.

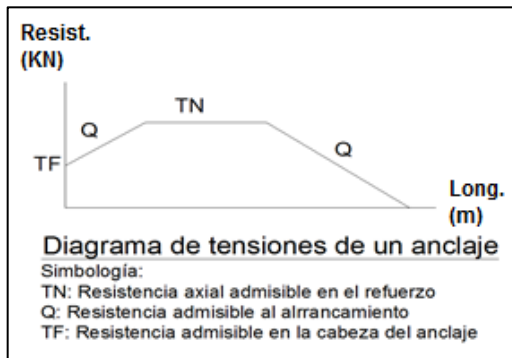


Figura 65. Diagrama de tensiones de un anclaje

Fuente: Diseño propio basado en las especificaciones del Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Estas tensiones actuantes en la longitud del anclaje deben considerar el factor de resistencia según el elemento de diseño; por ejemplo, para obtener la resistencia al arrancamiento (Q) se analiza de la siguiente manera.

⁵ El Código de Cimentaciones de Costa Rica, en su sección 6.2.2 define las teorías para el cálculo de empuje según las teorías de Rankine y de Coulomb.

$$Q = \alpha_Q \cdot Q_U$$

Ecuación 19. Resistencia al arrancamiento para diagrama de tensiones

Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde:

Q_U = esfuerzo último de arrancamiento linealmente distribuido.

α_Q = factor de resistencia en la condición estática para el esfuerzo de arrancamiento.

La resistencia axial admisible en la cabeza del anclaje (T_{NN}), se describe de la siguiente manera.

$$T_N = \alpha_N \cdot T_{NN}$$

Ecuación 20. Resistencia axial admisible en el anclaje para diagrama de tensiones

Tomada de: Manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA

Donde:

T_{NN} = tensión nominal requerida actuando en el anclaje. Definida anteriormente, por el área del refuerzo y su módulo de elasticidad.

α_N = factor de resistencia de en la condición estática para el esfuerzo axial admisible

Por último, la resistencia admisible en la cabeza del anclaje (T_F) es la resistencia máxima de diseño en la cara del muro (menor entre resistencia por flexión de la pantalla y el efecto de punzonamiento). La resistencia máxima en los diagramas de esfuerzos, para un sistema Soil Nailing con un talud horizontal detrás del muro, se presenta a 0.30-0.35 del perno, desde la corona del muro.

Metodología de diseño de muro proyectado y viga de anclaje

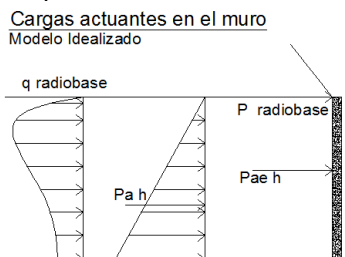
Consideraciones de diseño del muro

Los muros en gravedad en contacto con la masa del suelo, estrictamente mantienen una interacción constante con él, por lo que su diseño debe permitir la mejor armonía y funcionalidad de la estructura.

La norma ACI 318 de los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural se refiere a varios tipos de muros según la interacción de las cargas. Entre ellos se destacan:

- Muros de corte o estructurales
- Muros de carga (muros con carga axial)
- Muros especiales
- Muros de concreto simple

La metodología de diseño del muro vertical por implementar en la Radio Base Purruja es la de un muro proyectado para contrarrestar los efectos de la socavación presente en sitios, con una interacción de esfuerzos de flexión y corte. La siguiente figura detalla los esfuerzos a los que se verá expuesta la estructura en sitio.



Simbología:

Pae h: Carga de empuje dinámica en su componente horizontal.
Pa h: Carga de empuje estático paralela a la pendiente del talud.
P radiobase: Carga Lateral ejercida por la sobrecarga de la radiobase.
q radiobase: Carga de franja ejercida por la sobrecarga de la radiobase.

Figura 66. Cargas actuantes en un muro por vertical
Fuente: Diseño propio basado en las especificaciones del libro de Braja M. Das (Principios de Ingeniería de Cimentaciones)

La idea principal de la implementación de un muro contra el efecto de socavamiento es conservar las propiedades de un terreno ante el efecto de la erosión, teniendo en cuenta algunas variaciones de las condiciones naturales del terreno.

Empuje de tierras

La presión lateral del suelo está en función del tipo y magnitud del movimiento de los muros, de los parámetros de resistencia cortante del mismo, del peso específico y de las condiciones de drenaje en el relleno.⁶

La condición de empuje en reposo se produce cuando la construcción del muro se ejecuta de tal forma que no se permite su deformación lateral. Si se prevé que el muro se mueva alejándose del relleno, de modo que el suelo se desplace lateralmente, se produce una condición de empuje activo. Y si el suelo es comprimido por el muro, es decir que hay desplazamientos hacia adentro de la masa de suelo, impera la condición de empuje pasivo (Asociación Costarricense de Geotecnia-Comisión Código de Cimentaciones de Costa Rica., 2009). Para el caso del muro implementado en este informe, se tomará la condición de empuje activo, con algunas consideraciones en el diseño.

Teoría de Rankine

La verticalidad de los muros de retención es uno de los supuestos básicos para ejecutar esta teoría en el cálculo del empuje lateral por una

⁶ Tomado de Braja M. Das Principios de Ingeniería de Cimentaciones, en su última edición.

masa de suelo con una sola pendiente horizontal, donde la resultante del empuje es paralela a la superficie del terreno y actuante sobre el parámetro vertical del muro. Esta teoría considera suelos arenosos o arcillas bajo condición de análisis en esfuerzos efectivos. La presión activa de Rankine está dada por la siguiente expresión.

$$P_a = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} + q \cdot K_a$$

Ecuación 21. Presión Activa de Rankine
Tomada de: Código de Cimentaciones de Costa Rica

Donde:

P_a = presión activa del suelo (ton/m²).

z = profundidad a la que se calcula la presión (m).

λ = peso volumétrico del suelo detrás del muro (ton/m³).

c = cohesión del suelo detrás del muro (ton/m²).

q = sobrecarga sobre la superficie del terreno (ton/m²).

K_a = coeficiente de empuje activo de Rankine.

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

Ecuación 22. Coeficiente activo de empuje de Rankine
Tomada de: Código de Cimentaciones de Costa Rica

Donde:

ϕ = Ángulo de fricción del suelo detrás del muro (°).

Teoría de Coulomb

Como parte de las suposiciones básicas de esta teoría, se destaca el hecho de que el muro puede estar inclinado, con una sola pendiente. Además, en este caso, si se considera la fricción que existe entre el suelo y el muro, la inclinación de la resultante de esta presión con respecto a la horizontal, forma un ángulo igual a la fricción suelo-muro.

De la misma manera que Rankine, Coulomb considera la sección de suelo limitada por la pared del muro y su presión activa está definida por la siguiente expresión:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

Ecuación 23. Presión Activa de Coulomb
Tomada de: Código de Cimentaciones de Costa Rica

Donde:

P_a = presión activa del suelo (ton/m²).

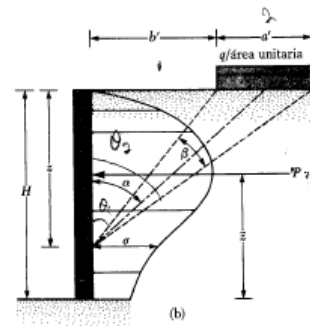
H = profundidad a la que se calcula la presión (m).

λ = peso volumétrico del suelo detrás del muro (ton/m³).

K_a = coeficiente de empuje activo de Coulomb.⁷

Sobrecarga de la Radio Base

El capítulo 6 del libro Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (Das, 2001), determina que la sobrecarga producida por alguna estructura en un talud horizontal se puede visualizar de acuerdo con la siguiente figura, donde se puede desarrollar una transformación de la carga axial de la estructura a una carga lateral y a una de franja, producidas por la presión del suelo causada por la sobrecarga inicial.



▼ FIGURA 6.18 Presión lateral de la tierra causada por (a) carga de línea y (b) carga de franja

Figura 67. Transformación de la sobrecarga en un muro vertical

Fuente: Diseño propio basado en las especificaciones del libro de Braja M. Das (Principios de Ingeniería de Cimentaciones)

Carga lateral de la sobrecarga en la corona del muro

Para calcular el momento que provoca la sobrecarga de la Radio Base en la corona del muro, se propone un modelo idealizado. Para realizar este modelo se interpreta la relación de carga de la torre con el talud, como se describe en la figura anterior. La idea de aceptar este modelo es estar en concordancia con los regímenes de Braja M. Das, ya que en este

⁷ Definido en la sección 6.2.2.2 del Código de Cimentaciones de Costa Rica

apartado se determinan las presiones laterales del suelo, considerando un talud detrás del muro con una pendiente nula.

Una vez obtenido el resultado del modelo idealizado, se respetan las distancias de la figura anterior (a' , b' , z), que caracterizan las condiciones del sitio sobre el muro. Ahora bien, es importante establecer los ángulos (α , β , θ_1 y θ_2) que definen la proyección de la presión del suelo por efecto de la Radio Base. Estos ángulos son necesarios para encontrar el esfuerzo lateral en la corona, de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{2q}{\pi} (\beta - \text{sen}\beta \cdot \cos 2\alpha)$$

Ecuación 24. Esfuerzo lateral en la corona del muro
Tomada de: Diseño propio basado en las especificaciones del libro de Braja M. Das (Principios de Ingeniería de Cimentaciones)

Donde:

q = peso de la Radio Base en ton/m²

Los ángulos α y β se pueden obtener por geometría a partir de la determinación de los ángulos θ_1 y θ_2 , teniendo en cuenta la figura anterior. Los ángulos θ_1 y θ_2 se pueden calcular de la siguiente manera:

$$\theta_1 = \arctan\left(\frac{b'}{H}\right)$$

Ecuación 25. Determinación de ángulo θ_1
Tomada de: Diseño propio basado en las especificaciones del libro de Braja M. Das (Principios de Ingeniería de Cimentaciones)

$$\theta_2 = \arctan\left(\frac{a' + b'}{H}\right)$$

Ecuación 26. Determinación de ángulo θ_2
Tomada de: Diseño propio basado en las especificaciones del libro de Braja M. Das (Principios de Ingeniería de Cimentaciones)

El diseño de este muro corresponde a la estimación de esfuerzos a una altura tal que el efecto del agua erosione los suelos y se provoque una socavación en sitio. Es por esto, que el momento de la carga lateral producido por la sobrecarga de la Radio Base, es calculado con respecto a la profundidad de socavación registrada en los estudios hidrogeológico-hidráulicos (para el caso Purruja).

Carga de franja de la sobrecarga en la corona del muro

En esta sección se utiliza el mismo método del modelo idealizado de la sección anterior, donde se realiza una proyección de la carga de franja del suelo por concepto de la sobrecarga de la Radio Base. La metodología de la estimación de este esfuerzo empieza por la determinación de la fuerza (P) en ton/m que actúa en la corona del muro, y se obtiene de la siguiente manera:

$$P = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)]$$

Ecuación 27. Carga (P) en ton/m sobre la corona del muro
Tomada de: Diseño propio basado en las especificaciones del libro de Braja M. Das (Principios de Ingeniería de Cimentaciones)

Para determinar el momento de diseño, es necesario conocer la distancia desde la socavación hasta el punto donde interactúa esta carga de franja (\bar{Z}), de la siguiente manera:

$$\bar{Z} = H - \left[\frac{H^2(\theta_2 - \theta_1) + (R - Q) - 57.3a'H}{2H(\theta_2 - \theta_1)} \right]$$

Ecuación 28. Determinación de la ubicación (\bar{Z}) de la carga de franja producto de una sobrecarga
Tomada de: Diseño propio basado en las especificaciones del libro de Braja M. Das (Principios de Ingeniería de Cimentaciones)

Donde:

Los componentes R y Q , se calculan de la siguiente manera.

$$Q = b'^2(90 - \theta_1)$$

Ecuación 29. Componente Q para determinar \bar{Z}
Tomada de: Diseño propio basado en las especificaciones del libro de Braja M. Das (Principios de Ingeniería de Cimentaciones).

$$R = (a' - b')^2(90 - \theta_2)$$

Ecuación 30. Componente R para determinar \bar{Z}
Tomada de: Diseño propio basado en las especificaciones del libro de Braja M. Das (Principios de Ingeniería de Cimentaciones).

Empuje Pseudoestático

La sección 6.2.4 del Código de Cimentaciones de Costa Rica describe que los muros de retención

se deben diseñar para resistir fuerzas de sismos, además de los esfuerzos estáticos, de la siguiente manera:

$$P_s = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\frac{3}{4} a_{max} \right]$$

Ecuación 31. Fuerza del sismo a 0.6 H (KN)
Tomada de: Código de Cimentaciones de Costa Rica

Donde:

H = altura vertical del muro (m).

γ = peso volumétrico del suelo detrás del muro (kN/m³).

P_s = fuerza del sismo que actúa a 0.6 H sobre la base (kN).

a_{max} = aceleración máxima efectiva de diseño de acuerdo con el sitio de estudio.

En el caso de suelos friccionantes o suelos arcillosos normalmente consolidados se recomienda emplear el método Mononobe-Okabe para determinar la fuerza pseudoestática horizontal del sismo (P_s).

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae}$$

Ecuación 32. Fuerza sísmica del suelo Mononobe-Okabe
Tomada de: Código de Cimentaciones de Costa Rica

Donde:

H = altura vertical del muro (m).

γ = peso volumétrico del suelo detrás del muro (kN/m³).

P_{ae} = fuerza del sismo detrás del muro (kN).

k_v = componente vertical de la aceleración del sismo (a criterio del diseñador). En este informe se utilizará un 10% de la aceleración del sismo en la componente horizontal.

K_{ae} = coeficiente de presión activa del terreno.⁸

La aceleración efectiva de diseño se toma del cuadro 6.2 del CCCR (se compara con las tablas 8, 9 y 10 de la sección 2.5 del Código Geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica, y con el Artículo de Propuestas para la el Coeficiente Sísmico para Análisis Pseudoestático de Taludes de María Laporte) identificando el sitio y el tipo de suelo de la zona. Este factor debe considerar la interacción de los bulbos de presión que interactúan con el talud. Es por esto que se

⁸ Definido en la sección 6.2.4 del Código de Cimentaciones de Costa Rica.

considera el factor de importancia de la torre, I = 1,5, multiplicándolo por el factor de aceleración.

La siguiente figura es un prototipo obtenido como referencia del libro Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (Das, 2001). En esta imagen se pueden identificar ciertos parámetros para obtener el coeficiente de presión activa y por ende, la presión pseudoestática del suelo.

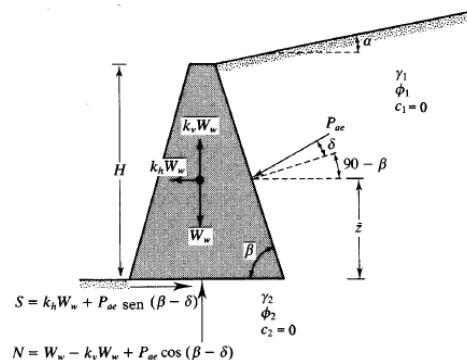


Figura 68. Interacción de la carga pseudoestática con el muro
Fuente: Diseño propio basado en las especificaciones del libro de Braja M. Das (Principios de Ingeniería de Cimentaciones)

El CCCR determina que a diferencia de la condición activa, esta resultante de presión del suelo no actúa a una distancia H/3 desde la base del muro, sino que se debe calcular la ubicación del esfuerzo, de la siguiente manera:

$$\bar{Z} = \frac{(0.6H)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right) P_a}{P_{ae}}$$

Ecuación 33. Punto de aplicación de la presión pseudoestática

Tomada de: Diseño propio basado en las especificaciones del libro de Braja M. Das (Principios de Ingeniería de Cimentaciones)

Donde:

P_a = presión activa del suelo (kN).

P_{ae} = presión pseudoestática del suelo (kN).

$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$

Diseño del refuerzo del muro

El muro de concreto proyectado en profundidad, contará con un mallazo de refuerzo, que constará de acero longitudinal o vertical (diseñado por flexión causada la presión del suelo en la

profundidad de socavación) y el acero horizontal o transversal que será diseñado por temperatura. De igual manera, el muro es debidamente revisado por el esfuerzo cortante.

Diseño de acero por flexión

El acero a flexión será el responsable de soportar los esfuerzos producidos por el empuje del terreno. En el caso de un diseño de muro por socavamiento, las condiciones de análisis de deslizamiento son prácticamente nulas, por lo que la capacidad axial del muro se vuelve la condición crítica. Sin embargo, las cargas axiales que experimenta el muro no son exactamente en su eje vertical, sino que se dan sobre la masa de suelo en contacto con él (Ver perfil topográfico Purruja en la sección de Descripción de los Sitios de Estudio). Por esta razón, el diseño del acero por flexión vuelve a considerar los efectos del suelo sobre el muro. La metodología de diseño se realiza por el método LRFD, considerando el muro como una viga en voladizo, apoyada simplemente en la conexión con el muro y empotrada en su base.

El documento de referencia para determinar el acero de refuerzo en este elemento es el manual de Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto.

Se determina el bloque de esfuerzos reales en la zona de compresión (donde la distancia al eje neutro es "c"), para obtener el bloque rectangular equivalente de esfuerzos que actúa en la zona de compresión. El ancho del bloque rectangular "a" se determina por medio de la siguiente ecuación:

$$a = \beta_1 \cdot c$$

Ecuación 34. Ancho del bloque rectangular de esfuerzos en la zona de compresión

Tomada de: Manual ACI-318 del Instituto Americano de Concreto

Donde:

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & \text{si } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.85 - \frac{f'_c - 280}{70} \cdot 0.05 & \text{si } 280 < f'_c \leq 560 \\ 0.65 & \text{si } f'_c > 560 \end{cases}$$

Ecuación 35. Factor de conversión del ancho del bloque rectangular equivalente de esfuerzos

Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto

La metodología de diseño de una viga simplemente apoyada permite estimar el ancho del bloque rectangular de la siguiente manera:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w}}$$

Ecuación 36. Ancho del bloque rectangular de esfuerzos en la zona de compresión.

Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto.

Donde:

d = distancia a la zona de tensión (cm).

M_u = momento último en la cara (kg-cm).

b_w = ancho de diseño del muro (100 cm).

De esta manera, se permite conocer el ancho del bloque de esfuerzos que actúa en la zona de compresión. Con el ancho debidamente calculado, se procede a determinar la relación entre la distancia y la zona de tensión (c/d), para corroborar que el reforzamiento es controlado por la tensión y se asegura que la falla del elemento será controlada por el acero. La siguiente ecuación ilustra la condición descrita anteriormente.

$$\frac{c}{d} < 0.375$$

Ecuación 37. Condición de elemento controlado por tensión

Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto

Si el elemento no es controlado por los esfuerzos de tensión, este deberá diseñarse como un elemento doblemente reforzado. En este caso se colocarían dos mallas con acero longitudinal y transversal, según lo contemple el diseño.

Si es un muro controlado por la tensión, se determina el área de refuerzo según la metodología presentada en el ACI 318, donde el área requerida de refuerzo (A_s) es calculada de la siguiente manera:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a}{f_y}$$

Ecuación 38. Área requerida de acero de refuerzo en la zona de tensión.

Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto

De acuerdo con la sección 8.2.3 del Código Sísmico de Costa Rica 2010, el acero mínimo por colocar para soportar los esfuerzos de flexión está definido a continuación.

$$A_{smin} = \begin{cases} \left(\frac{14}{f_y}\right) b_w d \\ \left(0.8 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}\right) b_w d \end{cases}$$

Ecuación 39. Área de acero mínimo por esfuerzos de flexión
Tomada de: Código Sísmico de Costa Rica 2010

El acero requerido para colocar en sitio se calcula de la siguiente manera:

$$A_{scolocar} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{smin} \\ \min \left\{ \begin{array}{l} \left(1 + \frac{1}{3}\right) A_s \\ A_{smin} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Ecuación 40. Área de acero a colocar.

Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto.

El Código Sísmico de Costa Rica (2010), delimita la cuantía de acero (ρ) en los elementos sometidos a flexión, esta debe ser menor a 0,025, como se observa a continuación:

$$\rho < 0.025$$

Ecuación 41. Verificación de la cuantía de acero para esfuerzos de flexión.

Tomada de: Código Sísmico de Costa Rica 2010

Donde:

$$\rho = \frac{A_{s,colocar}}{b \cdot d}$$

Ecuación 42. Cuantía de acero para esfuerzos de flexión

Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto.

La selección del número y cantidad de varilla por utilizar se realiza con respecto al acero a colocar, calculado anteriormente. La separación de las varillas de refuerzo por colocar en sitio, se determina de la siguiente manera:

$$Separación = \frac{\text{Área de varilla} \cdot 100}{\text{Área Requerida } [A_s]}$$

Ecuación 43. Separación del refuerzo de flexión en el ancho de 100 cm de diseño

Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto

La selección y colocación de acero no es un tema que se deba dejar de lado en el diseño de

los elementos de retención, ya que siempre es necesario que se respete el acero requerido para soportar los esfuerzos reales. Es por esto que se permite una variación del área por colocar con respecto al requerido de 2-2.5%.⁹

Para dar validez al diseño del acero anterior, es necesario corroborar que el momento último de diseño es mayor o igual al real. El momento nominal (M_n) de diseño se determina a continuación:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Ecuación 44. Momento Nominal de diseño por esfuerzos de flexión

Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto

El factor de reducción de la metodología LRFD, para elementos controlados por la tensión se detalla en la siguiente figura, teniendo en cuenta que se diseña para que la falla sea controlada por los esfuerzos de tensión ($\phi = 0.90$).

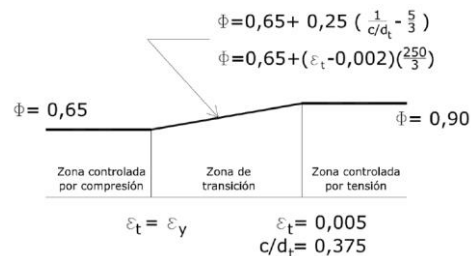


Figura 69. Factor de reducción para elementos estructurales
Fuente: Curso de Estructuras de Concreto, con referencia en el Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto

La metodología describe la verificación de los momentos de diseño en comparación con los reales de la siguiente manera

$$M_u \text{diseño} \geq M_u \text{requerido}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

Ecuación 45. Verificación de momentos de flexión

Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto

Si el diseño cumple con la relación anterior, es aceptable; de otra manera se deberá de

⁹ Referencia tomada del curso Construcción de Estructuras de Concreto, referenciada en el Código Sísmico de Costa Rica 2010.

modificar dimensiones transversales del elemento o del refuerzo por utilizar y verificar que los nuevos parámetros cumplan con el momento real. Hay que recordar que el diseño es un proceso de iteración.

Revisión del esfuerzo cortante

La revisión por los efectos de esfuerzos cortantes es importante en todos los elementos sometidos a esfuerzos de flexión. Sin embargo, el acero de refuerzo transversal u horizontal no contempla el cortante, sino el efecto de la temperatura. La metodología LRFD estipula que el cortante determinado por las cargas del suelo a la base del muro, considerado en la distancia “d” de su efecto, debe ser menor al cortante de diseño expuesto en la metodología. Este cortante de diseño se determina de la siguiente manera.

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Ecuación 46. Cortante nominal de diseño del muro
Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto.

Se corrobora que el cortante último de diseño sea mayor o igual al cortante real en la base del muro.

$$\phi \cdot V_c \geq V_u$$

Ecuación 47. Verificación de cortantes
Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto.

El factor de reducción de esfuerzos de diseño es seleccionado para $\phi = 0.75$, considerando la zona de transición, según la Figura 69.

Diseño de acero por temperatura

En las obras de retención, el acero por temperatura es diseñado para considerar los efectos del gradiente térmico y la variación volumétrica de la masa total del elemento, donde los esfuerzos de tensión se presentan en diferentes puntos del elemento, dependiendo del diferencial de temperatura entre un punto y otro.

Este acero se requiere para controlar los esfuerzos de retracción y temperatura, minimizando la fisuración y para asegurar que la estructura actúe como se supone en el diseño. El

ACI 318SUS-14 determina que para elementos sometidos a flexión, el acero mínimo por temperatura es el siguiente:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot h \cdot b_w$$

Ecuación 48. Acero mínimo por temperatura para elementos en contacto con el suelo.
Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto.

Donde:

h = peralte del muro (ancho) en cm.

b_w = ancho de diseño del muro (100 cm).

La separación de este refuerzo está dada por la siguiente ecuación y se amolda a la selección de las áreas de varilla por utilizar.

$$Separación = \frac{Área \text{ de varilla} \cdot 100}{Área \text{ Requerida } [A_s]}$$

Ecuación 49. Separación del refuerzo por temperatura.
Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto.

Diseño de viga de anclaje

Se ha considerado una viga como elemento de unión de la pantalla de concreto proyectado por socavación con el sistema Soil Nailing liviano para el caso de la Radio Base Purruja. Esta viga será diseñada por cortante y se reforzará con el mínimo de acero por flexión. Esto porque se trata de un elemento confinado, donde los esfuerzos producidos por la intemperie serán controlados por el elemento de muro. Sin embargo, el esfuerzo cortante sí será contemplado.

Diseño de acero por flexión

Para revisar el esfuerzo de flexión se calcula el acero mínimo por este esfuerzo, ya que no se considera que las barras de acero soporten estas cargas, además hay que recordar que la viga es un elemento de anclaje de las otras estructuras.

$$A_{smin} = \begin{cases} \left(\frac{14}{f_y}\right) b_w d \\ \left(0.8 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}\right) b_w d \end{cases}$$

Ecuación 50. Acero mínimo por flexión en una viga simple.
Tomada de: Código Sísmico de Costa Rica 2010

Donde:

d = distancia a la zona de tensión (cm).

b_w = ancho de diseño de la viga (cm).

Revisión del esfuerzo cortante

Se estudia el cortante determinado por las cargas del peso mismo de la viga en la base de ella, considerando la distancia "d" de su efecto, el cual debe ser menor al cortante de diseño de la metodología. El cortante de diseño se determina de la siguiente manera:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Ecuación 51. Cortante nominal de diseño de la viga de anclaje.

Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto.

Se corrobora el cortante de diseño con el esfuerzo cortante real, de la siguiente manera:

$$\phi \cdot V_c \geq V_u$$

Ecuación 52. Verificación de cortantes.

Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto.

El factor de reducción de esfuerzos de diseño, es seleccionado para $\phi = 0.75$, considerando la zona de transición, según la Figura 69.

La separación de los aros, según el ACI 318SUS-14, es la siguiente:

$$Separación = \min \left\{ \begin{array}{l} d/2 \\ 60 \end{array} \right.$$

Ecuación 53. Separación de los aros de refuerzo por esfuerzo cortante de la viga

Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto

El área mínima transversal de los aros que contemplan el cortante está descrita en el manual ACI, y es calculada de la siguiente manera:

$$A_{smin} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.75 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b}{f_y} \\ \frac{50 \cdot b}{f_y} \end{array} \right.$$

Ecuación 54. Acero mínimo por cortante para aros de refuerzo

Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto

Se tiene que cumplir con que el área de los aros para esfuerzo cortante por colocar debe ser mayor al área mínima por cortante según el ACI. Esta relación está expresada a continuación:

$$Área_{colocar} \geq Área_{min \text{ por cortante}}$$

Ecuación 55. Verificación de área de aros por colocar

Tomada de: Manual ACI-318SUS-14 del Instituto Americano de Concreto

Resultados

En esta sección se presentan los resultados más destacados, de manera que el lector pueda observar y determinar los cálculos obtenidos en los diseños realizados. Se encontrarán los resultados de los modelos de análisis de estabilidad realizados en el programa Slide y los resultados de las hojas de cálculo avalando las estimaciones del modelo computacional, de los sitios Purruja y Savegre.

Se deberá recordar que no todos los terrenos del ICE estudiados en este proyecto cuentan con propuestas de protección ingenieril, ya que como se ha mencionado anteriormente, en algunos casos no existen estudios (Cerro Alacranes y Esterillos). Por lo tanto, uno de los objetivos de algunos sitios es recomendar los estudios por realizar para comenzar con el proceso de protección. Es por esta razón, que se presentan los resultados de estos sitios como recomendaciones para una intervención futura en la sección de Recomendaciones Específicas.

Radio Base Purruja

Se ha implementado un Soil Nailing liviano por erosión en el sitio Purruja porque de acuerdo con los modelos de Slide no se identifica ninguna posibilidad de deslizamiento. Después de analizar los estudios geotécnicos e hidrogeológico-hidráulico, se corroboró que efectivamente los efectos del agua al contacto con el talud han provocado erosión y una condición de socavación a una profundidad de 1.85 m debajo del n.p.t. Para este caso se utilizan los parámetros a corto plazo del suelo; es decir en condiciones no drenadas, para evaluar las características de erosión.

De esta manera, se diseñó una pantalla de concreto proyectado de 3 m de altura para contrarrestar el socavamiento del sitio, con una malla de refuerzo para soportar esfuerzos de flexión y cortante; un Soil Nailing liviano como sistema anti-erosión de anclajes de 4 m de longitud con varilla #5 regida por la norma ASTM A-706, en conjunto con una pantalla de concreto lanzado de un espesor de 12 cm, con un mallazo electrosoldado tipo 152x152 MW19xMW19¹⁰ con una placa de acero A36, para realizar la conexión de la pantalla de concreto con los anclajes; además de refuerzo detrás de la placa de acero, por punzonamiento, de 4 varillas #3.

A continuación se presentan los resultados resumidos en cuadros y gráficos de:

- I. Análisis de Estabilidad.
- II. Diseño de protección ingenieril

Análisis de Estabilidad

El Cuadro 1 demuestra los resultados (factores de seguridad) del modelo de análisis de estabilidad, con énfasis en el análisis del talud

¹⁰ De acuerdo con el Manual de diseño de Muros Soil Nailing de la Federal Highway Administration.

natural o antes de los anclajes, contemplando parámetros del suelo en condiciones no drenadas.

El lector podrá encontrar los factores de seguridad que entrega el programa Slide por los métodos de análisis de estabilidad de Fellenius, Bishop simplificado y Janbú simplificado.

| CUADRO 1. RESULTADOS DEL MODELO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD. TERRENO SIN ANCLAJES | | | |
|---|--|--------------------------|--------------------------------|
| Método de Análisis de Estabilidad | Factores de Seguridad del Modelo de Slide | | |
| | Condición | Análisis Estático | Análisis Pseudoestático |
| Fellenius | Corto Plazo | 2,854 | 1,767 |
| | Largo Plazo | - | - |
| Bishop Simplificado | Corto Plazo | 2,854 | 1,767 |
| | Largo Plazo | - | - |
| Janbú Simplificado | Corto Plazo | 2,932 | 1,741 |
| | Largo Plazo | - | - |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre los factores de seguridad arrojados del modelo de Slide, para el terreno sin anclajes en el sitio Purruja

El Cuadro 2 contiene información sobre los resultados del modelo de análisis de estabilidad realizado en el programa Slide para el terreno con un control de erosión mediante la implementación de un sistema Soil Nailing liviano con anclajes de 4 m, considerando parámetros del suelo en condición no drenada o a corto

plazo, de manera que ejemplifique la condición de erosión que experimenta el sitio. En este cuadro se puede encontrar los factores de seguridad de los estudios mediante métodos de análisis de estabilidad de Fellenius, Bishop simplificado y Janbú simplificado.

| CUADRO 2. RESULTADOS DEL MODELO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON LA PROPUESTA SOIL NAILING IMPUESTA | | | |
|--|--|--------------------------|--------------------------------|
| Método de Análisis de Estabilidad | Factores de Seguridad del Modelo de Slide | | |
| | Condición | Análisis Estático | Análisis Pseudoestático |
| Fellenius | Corto Plazo | 2,024 | 1,550 |
| | Largo Plazo | - | - |
| Bishop Simplificado | Corto Plazo | 2,322 | 1,672 |
| | Largo Plazo | - | - |
| Janbú Simplificado | Corto Plazo | 2,222 | 1,633 |
| | Largo Plazo | - | - |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre los factores de seguridad arrojados del modelo de Slide, para el terreno con el sistema Soil Nailing en el sitio Purruja.

Diseño de muro Soil Nailing (tratamiento anti-erosión)

Para este sitio se ha propuesto un sistema de control de erosión con un Soil Nailing liviano.

Como se explicó en la sección de metodología, se proponen pernos de anclaje de 4 m, para que trabajen por fricción en una masa de suelo que no experimenta posibilidad de deslizamiento. De esta manera, se presenta el siguiente cuadro con las características del sistema del muro de concreto lanzado.

CUADRO 3. CARACTERÍSTICAS DE LA PANTALLA DE CONCRETO LANZADO

| Pantalla de concreto | | |
|--|----------------------|--------|
| Espaciamiento horizontal de los anclajes (m) | S _H | 1,50 |
| Espaciamiento vertical de pernos (m) | S _V | 1,50 |
| Espesor de pantalla de concreto (mm) | h _c | 120,00 |
| Resistencia a la compresión de concreto (kN/cm ²) (A/C = 0.45) | f' _c | 2,35 |
| Tipo de malla electro soldada | 152x152 MW19xMW19 | |
| Separación de las celdas | mm | 152 |
| Área de varilla | mm ² /m | 18,7 |
| Módulo de Fluencia WWM | kN/cm ² | 27,44 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las características físicas y mecánicas de la pantalla de concreto lanzado del sitio Purruja. Características de la pantalla de concreto lanzado utilizadas para la evaluación de las cargas soportantes del suelo para un sistema Soil Nailing.

Las características de los anclajes propuestos para controlar la fricción, son descritas en el siguiente cuadro.

CUADRO 4. CARACTERÍSTICAS DE LOS PERNOS PASIVOS

| Detalle de anclajes | | |
|-----------------------------|----------------------------|------|
| Longitud de pernos (m) | L | 4 |
| Varilla # | ASTM-A706 | #5 |
| Área transversal de varilla | cm ² | 1,99 |
| Acero de refuerzo Grado | 60 | |
| Módulo de Fluencia | kN/cm ² | 42,2 |
| Concreto de inyección | A/C = 0.4 | |
| Resistencia a la compresión | kN/cm ² | 2,1 |
| Método de perforación (3") | Rotomartillo, Core Drille. | |
| Diámetro de perforación(mm) | D _{GC} | 76,2 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las características físicas y mecánicas de los pernos pasivos del sitio Purruja.

El sistema de unión entre la pantalla de concreto lanzado y los pernos de anclaje se da

mediante un sistema de placa metálica, tomando en consideración acero de refuerzo detrás de ella para socavar los esfuerzos de punzonamiento. Las características del sistema se evidencian en el siguiente cuadro.

CUADRO 5. CARACTERÍSTICAS DE LA PLACA DE ACERO

| Detalle de placa metálica | | |
|---|--------------------|-------|
| Ancho de placa (mm) | b _{PL} | 200 |
| Espesor de placa (mm) | t _{PL} | 6,35 |
| Placa de acero Grado (A36) (41,1 kN/cm ²) | 60 | |
| Acero de refuerzo por punzonamiento Grado 40 | ASTM-A615 | #3 |
| Módulo de Fluencia WWM | kN/cm ² | 27,44 |
| Cantidad | 4 | |
| Diámetro de varilla | cm | 0,95 |
| Área transversal de varilla | cm ² | 2,84 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las características físicas y mecánicas de la placa metálica de unión. Características del sistema de placa de acero y el acero por punzonamiento detrás de la placa. Sitio Purruja.

Sin embargo, estas dimensiones deben ser verificadas por el procedimiento de diseño de muros Soil Nailing. En este se presentan cuadros de nomogramas (descritos en la sección de Metodología), donde se contemplan tensiones actuantes en la longitud y espesor del perno. En el siguiente cuadro se presenta un resumen de la condición de comprobación del área transversal del perno.

CUADRO 6. VERIFICACIÓN DE ÁREA TRANSVERSAL DEL PERNO

| Área transversal del anclaje | |
|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Área propuesta (cm ²) | Área requerida (cm ²) |
| 1,99 | 1,29 |
| Verificación | CUMPLE |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la verificación del área transversal propuesta contra el área transversal necesaria para soportar los esfuerzos de tensión.

La verificación de la longitud se presenta en el siguiente cuadro de información.

| CUADRO 7. VERIFICACIÓN DE LA LONGITUD DEL PERNO | |
|--|-------------------------------|
| Longitud del perno de anclaje | |
| Longitud propuesta (m) | Longitud requerida (m) |
| 4 | 4 |
| Verificación | CUMPLE |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la verificación de la longitud propuesta contra la longitud requerida para soportar los esfuerzos de tensión.

El diseño de este tipo de muros permite conocer la capacidad soportante de la pantalla de concreto y definir la resistencia requerida de diseño. En el siguiente cuadro se describen las dos resistencias que interactúan en el muro, describiendo la menor (37,3 kN) como la resistencia máxima de diseño en la cara (T_F).

| CUADRO 8. RESISTENCIAS DEL MURO | | | |
|--|---|--------------------------------|--|
| | Resist. Nominal T_{FN} (kN) | Factor a_F | Resist. admisible T_F (kN) |
| Resistencia por flexión | 55,6 | 0,67 | 37,28 |
| Resistencia por punzonamiento | 206,64 | 0,67 | 138 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las Resistencias del muro. Se identifica la Resistencia máxima de diseño en la pantalla de concreto lanzado (T_F), como la menor de las resistencias de flexión y punzonamiento.

Al igual como se determinan las resistencias en el muro, se calculan las cargas de servicio que actúan en él. El empuje de suelos es determinado de manera conservadora, ya que en este tipo de tratamiento anti-erosión, no se presentará mayor empuje. El método de análisis de empuje de suelos utilizado es Coulomb. El siguiente cuadro contiene información de la verificación de la resistencia máxima obtenida en el punto anterior con las cargas de servicio calculadas.

| CUADRO 9. VERIFICACIÓN DE LA PANTALLA DE CONCRETO | | | |
|--|------|----|---------------|
| Condición de la Pantalla | | | |
| Resistencia admisible T_F | 37,3 | kN | Cumple |
| Carga de servicio t_F | 36,7 | kN | |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la Verificación del esfuerzo de sometimiento en la pantalla de concreto contra la resistencia admisible obtenida del paso anterior.

De manera ilustrativa, se presenta el diagrama de tensiones en el anclaje, donde participan la resistencia axial admisible (T_N), la resistencia admisible al arrancamiento (Q) y la resistencia admisible en la cabeza del anclaje (T_F).

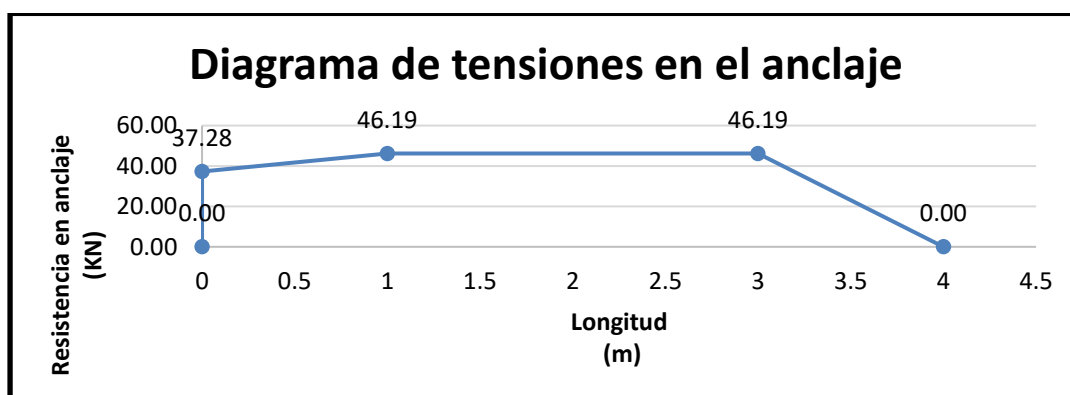


Figura 70. Gráfico del diagrama de tensiones en el anclaje
Fuente: Elaboración propia en el programa Excel.

Diseño de muro proyectado por socavación

Como ya se mencionó anteriormente, se implementó un muro de 3 metros de profundidad (a n.p.t), ya que la solución del Soil Nailing liviano no mitiga completamente el problema de socavación. Se propone a una profundidad de 3 m debido a las especificaciones del estudio hidrogeológico-hidráulico (detalle de profundidad de socavamiento).

De acuerdo con las condiciones del sitio, se presenta una pendiente diferente de 0° detrás del muro. Esto hace pensar que el desenvolvimiento de la transferencia de presiones es diferente al modelo expuesto en la sección de metodología.¹¹

Es por esto que la mecánica para transformar los esfuerzos del suelo al muro se basan en una interpolación de valores que permita considerar las condiciones semejantes a las reales del suelo, teniendo en cuenta que ahora se contará con una presión mayor, ejercida en una elevación mayor, en comparación con el modelo del libro de Braja Das. La siguiente figura describe el proceso de transformación al modelo idealizado de diseño.

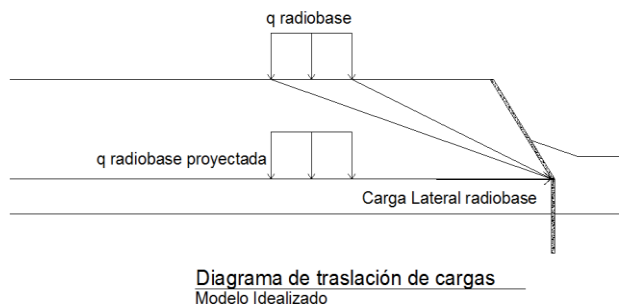


Figura 71. Diagrama de transformación de cargas. Modelo idealizado.
Fuente: Elaboración propia en el programa AutoCad 2010.
SIN ESCALA

La transferencia de la carga de la Radio Base distribuida por unidad de área (ubicada en el terreno más alto del talud compuesto), es proyectada a una elevación igual a la corona del muro donde se construirá, de esta manera cumple con las características del modelo

¹¹ Modelo idealizado para la transformación de la sobrecarga del suelo actuando en el muro.

propuesto en la teoría. Las dimensiones del muro son descritas a continuación.

| CUADRO 10. CARACTERÍSTICAS DE LA PANTALLA DE CONCRETO PROYECTADO | | |
|--|--------------------|------|
| Altura del voladizo (m) | H | 3 |
| Altura de socavación (m) | h _s | 1,85 |
| Altura del suelo (m) | H' | 5,85 |
| Espesor de pantalla de concreto (mm) | h _c | 150 |
| Resistencia a la compresión de concreto (kg/cm ²) | f' _c | 240 |
| Peso Específico del concreto (kg/m ³) | γ | 2400 |
| Acero de refuerzo Grado | | 60 |
| Módulo de Fluencia | kg/cm ² | 4200 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las características físicas y mecánicas de la pantalla de concreto proyectado por socavación del sitio Purruja.

Acero por flexión

De la misma manera que la pantalla de concreto para Soil Nailing, se verificaron los esfuerzos por empuje de suelos para obtener el acero por flexión. En el siguiente cuadro se detallan los esfuerzos actuantes en la cara del muro.

| CUADRO 11. MOMENTOS ÚLTIMOS COMBINADOS | | |
|---|----------------|-----------------|
| Momentos actuando en la pantalla del muro | | |
| Tipo | Fuerza (ton/m) | Momento (ton-m) |
| P _a (Coulomb) | 0,00 | 1,36 |
| Radio Base (lateral) | 0,10 | |
| Radio Base (Impacto) | 0,06 | |
| P _{ae} (Mononobe-Okabe) | 4,61 | |
| Total | 4,76 | |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre los momentos combinados del muro en el sitio Purruja, de acuerdo a la sección 6.2 del Código Sísmico de Costa Rica.

El siguiente cuadro detalla la verificación de los momentos actuantes en la pantalla, contra el momento de diseño último, obtenido del diseño a

flexión detallado en la metodología de este trabajo.

| CUADRO 12. VERIFICACIÓN DE MOMENTOS EN EL MURO (kg-cm) | | |
|---|----------|---------------|
| Momento último real (M_u) | 135899,8 | Cumple |
| Momento último de diseño ($\phi * M_n$) | 135899,8 | |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la verificación de momentos en la pantalla de concreto proyectado por socavación del sitio Purruja.

Cumpliendo con la metodología de diseño de elementos a flexión, se propone colocar 1 varilla número 4 a cada 25 cm (1#4 @ 25 cm). En el siguiente cuadro se detallan las características del acero por colocar.

| CUADRO 13. COLOCACIÓN DE ACERO | | | |
|---------------------------------------|-----------------|------|--|
| Varilla # | ASTM-A615 | #4 | |
| Cantidad | 1 | | |
| Diámetro de varilla | cm | 1,28 | |
| Área transversal de varilla | cm ² | 1,29 | |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la colocación de acero por flexión en la pantalla de concreto proyectado por socavación del sitio Purruja.

Revisión por cortante

Para este tipo de muros, la metodología consiste en hacer una revisión de los esfuerzos cortantes; sin embargo, el acero horizontal por colocar está definido por el acero de temperatura. En el siguiente cuadro se encontrará la verificación de este esfuerzo.

| CUADRO 14. VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES (kg) | | |
|--|--------|---------------|
| Cortante último real (V_u) | 2220,0 | Cumple |
| Cortante último de diseño ($\phi * V_c$) | 4618,5 | |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información verificación de esfuerzos cortantes en la pantalla de concreto proyectada por socavación del sitio Purruja.

Acero por temperatura

Siguiendo los pasos de la metodología de diseño implementada para este tipo de estructuras, se define el acero por temperatura en el siguiente cuadro, verificando el acero mínimo contra el acero por colocar.

| CUADRO 15. ACERO MÍNIMO POR TEMPERATURA | | |
|--|-----|---------------|
| Acero mínimo por temperatura | | |
| As min (cm ²) | 2,7 | Cumple |
| Acero a colocar (cm ²) | 2,7 | |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la verificación del acero mínimo por temperatura en la pantalla de concreto proyectado por socavación del sitio Purruja.

Se propone colocar 1 varilla número 3 a cada 25 cm (1#3 @ 25 cm). Las características del acero por colocar son definidas en el siguiente cuadro.

| CUADRO 16. COLOCACIÓN DE ACERO | | | |
|---------------------------------------|-----------------|------|--|
| Varilla # | ASTM-A615 | #3 | |
| Cantidad | 1 | | |
| Diámetro de varilla | cm | 0,95 | |
| Área transversal de varilla | cm ² | 0,71 | |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la colocación de acero por temperatura en la pantalla de concreto proyectado por socavación del sitio Purruja.

Viga de anclaje

Se ha propuesto una viga de dimensiones 15x30 cm, como el sistema de unión entre el Soil Nailing liviano y el muro de concreto proyectado por socavación. A continuación, el lector podrá encontrar un cuadro de información general de la viga de anclaje, donde se definen tanto datos generales como de resistencias de los materiales y dimensiones transversales, que detallan el diseño.

| CUADRO 17. CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA DE ANCLAJE | | |
|---|-----------------|------|
| Datos Generales | | |
| Resistencia a la compresión (kg/cm ²) | f' _c | 240 |
| Peso Especifico del concreto (kg/m ³) | γ | 2400 |
| Acero de refuerzo Grado | | 60 |
| Módulo de Fluencia (kg/cm ²) | f _y | 4200 |
| Dimensiones transversales | | |
| Ancho (cm) | b _w | 15 |
| Peralte (cm) | h | 30 |
| Recubrimiento (cm) | Rec | 3 |
| Distancia a la tensión (cm) | d | 27 |
| Ancho de diseño (cm) | b | 100 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las características físicas y mecánicas de la viga de unión entre el sistema Soil Nailing y el muro por socavación del sitio Purruja.

Acero por flexión

Para este tipo de viga se ha definido la flexión como un esfuerzo mínimo de diseño, ya que es un elemento que se encuentra confinado en el muro de socavación. Por lo tanto, en el siguiente cuadro se detalla la verificación del acero mínimo (estimado de la sección 8.2 del CSCR 2010), especificado en la metodología, contra el acero por colocar. El acero por colocar son 2 varillas número 3 (2 # 3)

| CUADRO 18. ACERO MÍNIMO POR FLEXIÓN | | |
|--|------|---------------|
| Acero mínimo por flexión | | |
| As min (cm ²) | 1,35 | Cumple |
| Acero a colocar (cm ²) | 1,42 | |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la verificación del acero mínimo por flexión en la viga de unión entre el sistema Soil Nailing y el muro por socavación del sitio Purruja.

Diseño cortante

El diseño de esta viga de anclaje se ve definido por los esfuerzos cortantes, producto de la interacción de las cargas del suelo con la estructura. La verificación de esfuerzos de corte es detallada en el siguiente cuadro.

| CUADRO 19. VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES (kg) | | |
|--|---------|---------------|
| Cortante último real (V _u) | 194,4 | Cumple |
| Cortante último de diseño (φ*V _c) | 16626,7 | |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información verificación de esfuerzos cortantes en la pantalla de concreto proyectada por socavación del sitio Purruja.

De manera que se deben colocar aros número 4 a cada 15 cm (Aros #4 @ 15 cm). En el siguiente cuadro se detallan las características de los aros.

| CUADRO 20. COLOCACIÓN DE AROS | | |
|--------------------------------------|-----------------|------|
| Aros a colocar | ASTM-A615 | #4 |
| Diámetro de varilla | cm | 1,28 |
| Área transversal de varilla | cm ² | 1,29 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la colocación de aros por cortante en la viga de unión entre el sistema Soil Nailing y el muro por socavación del sitio Purruja.

Central telefónica Cerro Savegre

Para este sitio, como ya se ha descrito anteriormente, se da una problemática de inestabilidad por matriz de suelo y flujo subterráneo de agua. A continuación se presentan los resultados resumidos en cuadros y gráficos de:

- I. Análisis de Estabilidad
- II. Diseño de solución ingenieril

Los resultados más importantes para la central de Cerro Savegre son presentados en esta sección; sin embargo, la totalidad del proceso de diseño se encuentra en la sección de Apéndice.

Análisis de Estabilidad

El Cuadro 21 contiene los resultados (factores de seguridad) del modelo de análisis de estabilidad del talud natural o sin anclajes. Contempla parámetros del suelo en condiciones no drenadas o a corto plazo y en condiciones drenadas o a largo plazo, de manera que se estudie la inestabilidad del sitio en ambas condiciones.

Además, se podrá encontrar los factores de seguridad que entrega el programa Slide, por los métodos de análisis de estabilidad de Fellenius, Bishop simplificado y Janbú simplificado.

| CUADRO 21. RESULTADOS DEL MODELO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD. TERRENO SIN ANCLAJES | | | |
|--|--|--------------------------|--------------------------------|
| Método de Análisis de Estabilidad | Factores de Seguridad del Modelo de Slide | | |
| | Condición | Análisis Estático | Análisis Pseudoestático |
| Fellenius | Corto Plazo | 0,826 | 0,585 |
| | Largo Plazo | 0,477 | 0,305 |
| Bishop Simplificado | Corto Plazo | 0,857 | 0,605 |
| | Largo Plazo | 0,586 | 0,392 |
| Janbú Simplificado | Corto Plazo | 0,878 | 0,618 |
| | Largo Plazo | 0,510 | 0,336 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre los factores de seguridad arrojados del modelo de Slide, para el terreno sin anclajes del sitio Cerro Savegre.

Se propuso un Sistema Soil Nailing con una pantalla de concreto lanzado y anclajes pasivos.

Se realizó la modelación del sistema de manera que se satisfaga la condición de falla del terreno, obteniendo anclajes de 9 m en el primer

talud (desde la corona a la base), 15 m en el talud intermedio y 18 m en el talud de la base. Esto fue obtenido mediante un proceso de iteración, ajustando la curva de falla a un factor

de seguridad que cumpla con las consideraciones del sistema.

El siguiente cuadro contiene información acerca de los factores de seguridad entregados

en el estudio a corto y largo plazo, considerando métodos de estabilidad de Fellenius, Bishop simplificado y Janbú simplificado.

| CUADRO 22. RESULTADOS DEL MODELO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON LA PROPUESTA SOIL NAILING IMPUESTA | | | |
|---|--|--------------------------|--------------------------------|
| Método de Análisis de Estabilidad | Factores de Seguridad del Modelo de Slide | | |
| | Condición | Análisis Estático | Análisis Pseudoestático |
| Fellenius | Corto Plazo | 2,266 | 1,604 |
| | Largo Plazo | 2,950 | 2,052 |
| Bishop Simplificado | Corto Plazo | 3,470 | 2,468 |
| | Largo Plazo | 2,821 | 1,939 |
| Janbú Simplificado | Corto Plazo | 1,473 | 1,329 |
| | Largo Plazo | 1,655 | 1,407 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre los factores de seguridad arrojados del modelo de Slide, para el terreno con el sistema Soil Nailing en el sitio Cerro Savegre.

Diseño de muro Soil Nailing

Para este punto, el lector habrá comprendido que el terreno donde está cimentada la Central de Cerro Savegre, tiene una topografía conformada en un sistema de bermas (como se observa en el perfil topográfico obtenido). Por esta razón, se presentan los resultados del diseño del sistema Soil Nailing para cada uno de los taludes.

Primer talud (anclajes de 9 m de longitud)

El primer talud es el que se encuentra a mayor elevación y el que interactúa directamente con los linderos de la Central.

El siguiente cuadro resume las características evaluadas en el proceso de iteración de la pantalla de concreto lanzado, donde se encontrarán los espaciamientos de los anclajes en el muro, el espesor de la pantalla, la resistencia a la compresión y el tipo de malla electro soldada, utilizados en el diseño.

| CUADRO 23. CARACTERÍSTICAS DE LA PANTALLA DE CONCRETO PROYECTADO | | |
|---|-------------------|--------|
| Espaciamiento horizontal de los anclajes (m) | S_H | 1.50 |
| Espaciamiento vertical de pernos (m) | S_V | 1.50 |
| Espesor de pantalla de concreto (mm) | h_c | 150.00 |
| Resistencia a la compresión de concreto (kN/cm^2) ($A/C = 0.45$) | f'_c | 2.35 |
| Tipo de malla electro soldada | 152x152 MW19xMW19 | |
| Separación de las celdas | mm | 152 |
| Área de varilla | mm^2/m | 18.7 |
| Módulo de Fluencia WWM | kN/cm^2 | 27.44 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las características físicas y mecánicas de la pantalla de concreto proyectado del primer talud del sitio Cerro Savegre.

Respetando el proceso de iteración en los diseños de obras de retención, se proponen dimensiones, características físicas y mecánicas de los anclajes, así como el resto del sistema de anclajes pasivos, como lo son las características del método de perforación y la resistencia a compresión de la lechada por inyectar dentro de los agujeros de perforación. El siguiente cuadro resume los resultados de los anclajes utilizados.

| CUADRO 24. CARACTERÍSTICAS DE LOS PERNOS PASIVOS | | | |
|---|----------------------------|--|------|
| Longitud de pernos (m) | L | | 9 |
| Varilla # | ASTM-A706 | | #8 |
| Área transversal de varilla | cm ² | | 5.1 |
| Acero de refuerzo Grado | 60 | | |
| Módulo de Fluencia | kN/cm ² | | 42.2 |
| Concreto de inyección | A/C = 0.4 | | |
| Resistencia a la compresión | kN/cm ² | | 2.1 |
| Método de perforación (3") | Rotomartillo, Core Drille. | | |
| Diámetro de perforación (mm) | D _{GC} | | 76.2 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las características físicas y mecánicas de los pernos pasivos en el primer talud del sitio Cerro Savegre.

Los resultados del sistema completo de placa metálica en la cabeza de los anclajes y acero por punzonamiento están expresados en el siguiente cuadro, donde se presentan características como el ancho, espesor, fluencia del acero de la placa y las características del acero detrás de la placa metálica, para soportar los esfuerzos de punzonamiento.

| CUADRO 25. CARACTERÍSTICAS DE LA PLACA DE ACERO | | | |
|--|--------------------|--|-------|
| Ancho de placa (mm) | b _{PL} | | 200 |
| Espesor de placa (mm) | t _{PL} | | 6.35 |
| Placa de acero Grado (A36) (41,1 kN/cm ²) | | | 60 |
| Acero de refuerzo por punzonamiento GRADO 40 | ASTM-A615 | | #3 |
| Módulo de Fluencia WWM | kN/cm ² | | 27.44 |
| Cantidad | 4 | | |
| Diámetro de varilla | cm | | 0.95 |
| Área transversal de varilla | cm ² | | 2.84 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las características físicas y mecánicas de la placa metálica de unión. Sitio Cerro Savegre.

En la sección de Apéndice, se podrá encontrar la revisión de las dimensiones preliminares, por medio de nomogramas según el manual de diseño de muros Soil Nailing de la FHWA. Sin embargo, para esta sección de resultados se

presentan los cuadros resúmenes del área transversal y la longitud del perno, donde se describe las dimensiones preliminares contra las dimensiones requeridas por el diseño y su cumplimiento.

| CUADRO 26. VERIFICACIÓN DE ÁREA TRANSVERSAL DEL PERNO | |
|--|-----------------------------------|
| Área transversal del anclaje | |
| Área propuesta (cm ²) | Área requerida (cm ²) |
| 5.1 | 3.20 |
| Verificación | CUMPLE |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la verificación del área transversal propuesta contra el área transversal necesaria para soportar los esfuerzos de tensión.

| CUADRO 27. VERIFICACIÓN DE LA LONGITUD DEL PERNO | |
|---|------------------------|
| Longitud del perno de anclaje | |
| Longitud propuesta (m) | Longitud requerida (m) |
| 9 | 7.82 |
| Verificación | CUMPLE |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la verificación de la longitud propuesta contra la longitud requerida para soportar los esfuerzos de tensión.

Seguidamente, se determinan los esfuerzos que la pantalla de concreto lanzado será capaz de resistir, de manera que se evalúan las condiciones de flexión y de punzonamiento en la cabeza de los anclajes. La resistencia de menor magnitud (47 kN) será la resistencia máxima de diseño en la cara del muro T_F.

| CUADRO 28. RESISTENCIAS DEL MURO | | | |
|---|--------------------------------------|-----------------------|---------------------------------------|
| | Resist. Nominal T _{FN} (kN) | Factor a _F | Resist. admisible T _F (kN) |
| Resistencia por flexión | 70.0 | 0.67 | 46.89 |
| Resistencia por punzonamiento | 288.6 | 0.67 | 193.37 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las Resistencias del muro. Se identifica la Resistencia máxima de diseño en la pantalla de concreto lanzado (T_F), como la menor de las resistencias de flexión y punzonamiento.

La condición de la pantalla (Carga de servicio t_F) es evaluada por el empuje de suelos, por medio de la teoría de cálculo de empujes de Rankine. Se obtienen los siguientes resultados.

| CUADRO 29. VERIFICACIÓN DE LA PANTALLA DE CONCRETO | | | |
|---|------|----|---------------|
| Condición de la Pantalla | | | |
| Resistencia admisible T_F | 46.9 | kN | Cumple |
| Carga de servicio t_F | 45.6 | kN | |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la Verificación del esfuerzo de sometimiento en la pantalla de concreto contra la resistencia admisible obtenida del paso anterior.

Las resistencias actúan en la longitud del perno, de manera que se pueden observar gráficamente mediante un diagrama de tensiones. Se observa la resistencia máxima de diseño (T_N), la tensión en la cara del muro (T_F) y la resistencia al arrancamiento (Q).

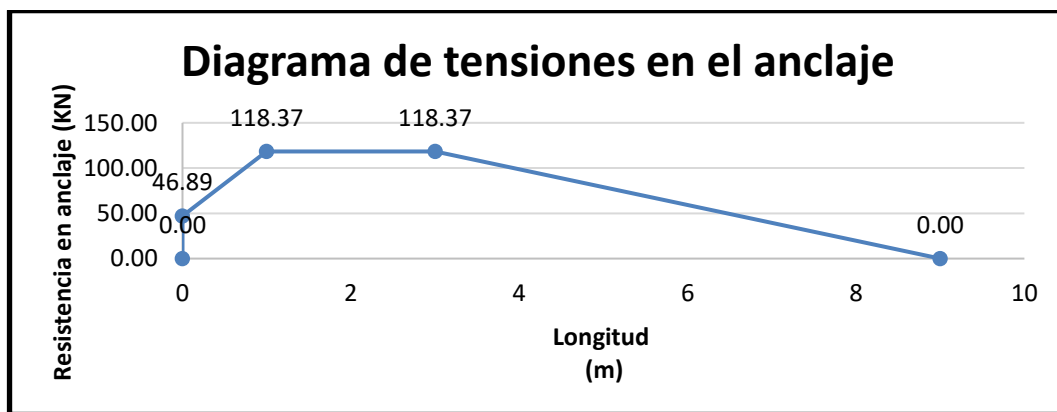


Figura 72. Gráfico del diagrama de tensiones en el anclaje
Fuente: Elaboración propia en el programa Excel.

Talud intermedio (anclajes de 15 m de longitud)

Para el talud del medio se han propuesto las siguientes características de la pantalla de concreto lanzado, resumidas en el siguiente cuadro.

| CUADRO 30. CARACTERÍSTICAS DE LA PANTALLA DE CONCRETO PROYECTADO | | |
|---|----------------------|--------|
| Espaciamiento horizontal de los anclajes (m) | S_H | 1.50 |
| Espaciamiento vertical de pernos (m) | S_V | 1.50 |
| Espesor de pantalla de concreto (mm) | h_c | 150.00 |
| Resistencia a la compresión de concreto (kN/cm^2) ($A/C = 0.45$) | f'_c | 2.35 |
| Tipo de malla electro soldada | 152x152 MW19xMW19 | |
| Separación de las celdas | mm | 152 |
| Área de varilla | mm^2/m | 18.7 |
| Módulo de Fluencia WWM | kN/cm^2 | 27.44 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las características físicas y mecánicas de la pantalla de concreto proyectado del talud intermedio del sitio Cerro Savegre.

Además, se proponen características físicas y mecánicas del sistema de anclajes pasivos. El siguiente cuadro las resume.

| CUADRO 31. CARACTERÍSTICAS DE LOS PERNOS PASIVOS | | |
|---|----------------------------|------|
| Longitud de pernos (m) | L | 15 |
| Varilla # | ASTM-A706 | #8 |
| Área transversal de varilla | cm ² | 5.1 |
| Acero de refuerzo Grado | 60 | |
| Módulo de Fluencia | kN/cm ² | 42.2 |
| Concreto de inyección | A/C = 0.4 | |
| Resistencia a la compresión | kN/cm ² | 2.1 |
| Método de perforación (3") | Rotomartillo, Core Drille. | |
| Diámetro de perforación (mm) | D _{GC} | 76.2 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las características físicas y mecánicas de los pernos pasivos en el segundo talud del sitio Cerro Savegre.

Para permitir que la pantalla de concreto junto con el sistema de anclajes pasivos se comporte como un modelo monolítico de soporte de esfuerzos, es indispensable la implementación de una placa de conexión. El siguiente cuadro resume las características del sistema total de conexión, integrando el acero de refuerzo detrás de la placa por punzonamiento.

| CUADRO 32. CARACTERÍSTICAS DE LA PLACA DE ACERO | | |
|--|--------------------|-------|
| Ancho de placa (mm) | b _{PL} | 200 |
| Espesor de placa (mm) | t _{PL} | 6.35 |
| Placa de acero Grado (A36) (41,1 kN/cm ²) | | 60 |
| Acero de refuerzo por punzonamiento GRADO 40 | ASTM-A615 | #3 |
| Módulo de Fluencia WWM | kN/cm ² | 27.44 |
| Cantidad | | 4 |
| Diámetro de varilla | cm | 0.95 |
| Área transversal de varilla | cm ² | 2.84 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las características físicas y mecánicas de la placa metálica de unión. Características del sistema de placa de acero y el acero por punzonamiento detrás de la placa. Sitio Cerro Savegre.

La revisión de las dimensiones preliminares de área transversal de acero de refuerzo, de acuerdo con las tensiones descritas en los nomogramas de diseño, y considerando los parámetros del suelo, es descrita en el siguiente cuadro de verificación.

| CUADRO 33. VERIFICACIÓN DE ÁREA TRANSVERSAL DEL PERNO | |
|--|-----------------------------------|
| Área propuesta (cm ²) | Área requerida (cm ²) |
| 5.1 | 3.16 |
| Verificación | CUMPLE |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la verificación del área transversal propuesta contra el área transversal necesaria para soportar los esfuerzos de tensión.

Así mismo, es necesaria la verificación de la longitud para conectar el estrato de suelo estable, con la masa de suelo deslizante, de manera que se respeten las consideraciones de los nomogramas de diseño de la FHWA. En el siguiente cuadro se resume la verificación anterior.

| CUADRO 34. VERIFICACIÓN DE LA LONGITUD DEL PERNO | |
|---|------------------------|
| Longitud propuesta (m) | Longitud requerida (m) |
| 15.00 | 14.56 |
| Verificación | CUMPLE |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la verificación de la longitud propuesta contra la longitud requerida para soportar los esfuerzos de tensión.

De igual manera, se deben calcular los esfuerzos requeridos de la pantalla de concreto. Es decir, la capacidad soportante del muro. En el siguiente cuadro se puede encontrar la verificación de las condiciones de la pantalla, para determinar la resistencia máxima de diseño del muro. La menor de las dos (47 kN) será la resistencia máxima de diseño.

| CUADRO 35. RESISTENCIAS DEL MURO | | | |
|---|-------------------------------|--------------|------------------------------|
| | Resist. Nominal T_{FN} (kN) | Factor a_F | Resist. admisible T_F (kN) |
| Resistencia por flexión | 70.0 | 0.67 | 46.89 |
| Resistencia por punzonamiento | 288.6 | 0.67 | 193.37 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las Resistencias del muro. Se identifica la Resistencia máxima de diseño en la pantalla de concreto lanzado (T_F), como la menor de las resistencias de flexión y punzonamiento.

La condición de servicio de la pantalla de concreto lanzado es verificada por los esfuerzos de empuje de suelos, según la teoría Rankine. A manera de comprensión se presenta el siguiente cuadro de verificación de la capacidad soportante

del muro contra los esfuerzos reales que actúan en su cara.

| CUADRO 36. VERIFICACIÓN DE LA PANTALLA DE CONCRETO | | | |
|---|------|----|---------------|
| Resistencia admisible T_F | 46.9 | kN | Cumple |
| Carga de servicio t_F | 45.1 | kN | |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la Verificación del esfuerzo de sometimiento en la pantalla de concreto contra la resistencia admisible obtenida del paso anterior.

El diagrama de tensiones para los anclajes de este talud es presentado a continuación. En él interactúa la resistencia máxima de diseño, la resistencia en la cara del muro y la resistencia de arrancamiento.

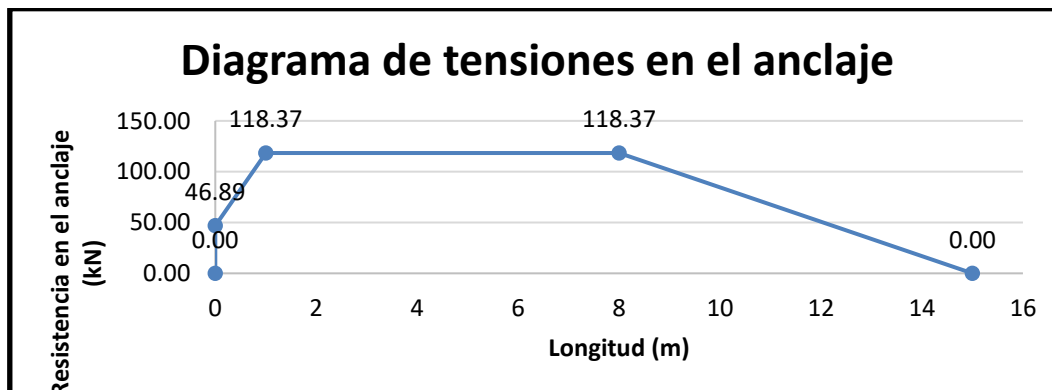


Figura 73. Gráfico del diagrama de tensiones en el anclaje
Fuente: Elaboración propia en el programa Excel.

Tercer talud (anclajes de 18 m de longitud)

El tercer talud en estudio es el que está ubicado en el pie o en la base del terreno. Las características de la pantalla de concreto son descritas en el siguiente cuadro.

| CUADRO 37. CARACTERÍSTICAS DE LA PANTALLA DE CONCRETO PROYECTADO | | |
|---|----------------------|--------|
| Espaciamiento horizontal de los anclajes (m) | S_H | 1.50 |
| Espaciamiento vertical de pernos (m) | S_V | 1.50 |
| Espesor de pantalla de concreto (mm) | h_c | 150.00 |
| Resistencia a la compresión de concreto (kN/cm^2) ($A/C = 0.45$) | f'_c | 2.35 |
| Tipo de malla electro soldada | 152x152 MW19xMW19 | |
| Separación de las celdas | mm | 152 |
| Área de varilla | mm^2/m | 18.7 |
| Módulo de Fluencia WWM | kN/cm^2 | 27.44 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las características físicas y mecánicas de la pantalla de concreto proyectado del tercer talud del sitio Cerro Savegre.

Los pernos de anclajes para esta sección son descritos en el siguiente cuadro. Se define su longitud provisional, las características mecánicas del acero y el método de perforación.

| CUADRO 38. CARACTERÍSTICAS DE LOS PERNOS PASIVOS | | |
|---|----------------------------|------|
| Longitud de pernos (m) | L | 18 |
| Varilla # | ASTM-A706 | #8 |
| Área transversal de varilla | cm ² | 5.1 |
| Acero de refuerzo Grado | 60 | |
| Módulo de Fluencia | kN/cm ² | 42.2 |
| Concreto de inyección | A/C = 0.4 | |
| Resistencia a la compresión | kN/cm ² | 2.1 |
| Método de perforación (3") | Rotomartillo, Core Drille. | |
| Diámetro de perforación (mm) | D _{GC} | 76.2 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las características físicas y mecánicas de los pernos pasivos en el tercer talud del sitio Cerro Savegre.

Igualmente, para que el sistema Soil Nailing tenga una capacidad de soporte de empujes de suelo monóticamente en todos sus componentes, se implementa una placa metálica y acero por punzonamiento detrás de esta. Sus características son descritas en el siguiente cuadro.

| CUADRO 39. CARACTERÍSTICAS DE LA PLACA DE ACERO | | |
|--|--------------------|-------|
| Ancho de placa (mm) | b _{PL} | 200 |
| Espesor de placa (mm) | t _{PL} | 6.35 |
| Placa de acero Grado (A36) (41,1 kN/cm ²) | 60 | |
| Acero de refuerzo por punzonamiento GRADO 40 | ASTM-A615 | #3 |
| Módulo de Fluencia WWM | kN/cm ² | 27.44 |
| Cantidad | 4 | |
| Diámetro de varilla | cm | 0.95 |
| Área transversal de varilla | cm ² | 2.84 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las características físicas y mecánicas de la placa metálica de

unión. Características del sistema de placa de acero y el acero por punzonamiento detrás de la placa. Sitio Cerro Savegre.

Para la verificación del área transversal del anclaje se presenta el siguiente cuadro donde se compara el área propuesta con el área requerida por el diseño.

| CUADRO 40. VERIFICACIÓN DE ÁREA TRANSVERSAL DEL PERNO | |
|--|-----------------------------------|
| Área propuesta (cm ²) | Área requerida (cm ²) |
| 5.1 | 2.34 |
| Verificación | CUMPLE |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la verificación del área transversal propuesta contra el área transversal necesaria para soportar los esfuerzos de tensión.

La longitud requerida para contrarrestar las tensiones del sistema es descrita en el siguiente cuadro, donde se presenta la corroboración con la longitud propuesta.

| CUADRO 41. VERIFICACIÓN DE LA LONGITUD DEL PERNO | |
|---|------------------------|
| Longitud propuesta (m) | Longitud requerida (m) |
| 18 | 16.13 |
| Verificación | CUMPLE |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la verificación de la longitud propuesta contra la longitud requerida para soportar los esfuerzos de tensión.

El siguiente cuadro representa las resistencias de la pantalla de concreto donde sobresalen la de flexión y la de punzonamiento en la cabeza de los anclajes. Cabe destacar que la menor de estas dos será la resistencia máxima de diseño (47 kN).

| CUADRO 42. RESISTENCIAS DEL MURO | | | |
|---|--------------------------------------|-----------------------|---------------------------------------|
| | Resist. Nominal T _{FN} (kN) | Factor a _F | Resist. admisible T _F (kN) |
| Resistencia por flexión | 70.0 | 0.67 | 46.89 |
| Resistencia por punzonamiento | 288.6 | 0.67 | 193.37 |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre las Resistencias del muro. Se identifica la Resistencia máxima de

diseño en la pantalla de concreto lanzado (T_F), como la menor de las resistencias de flexión y punzonamiento.

La condición de servicio de la pantalla es descrita en el siguiente cuadro, donde se presenta la resistencia admisible en la cara del muro, obtenida del paso anterior y es comparada con la carga de servicio a raíz del empuje de suelo (se utilizó la teoría de Rankine para identificar los efectos de empuje).

| CUADRO 43. VERIFICACIÓN DE LA PANTALLA DE CONCRETO | | | |
|---|------|----|---------------|
| Resistencia admisible T_F | 46.9 | kN | Cumple |
| Carga de servicio t_F | 33.3 | kN | |

Fuente: Elaboración propia. Cuadro realizado en el programa Excel. Este cuadro contiene información sobre la Verificación del esfuerzo de sometimiento en la pantalla de concreto contra la resistencia admisible obtenida del paso anterior.

El diagrama de tensiones para los anclajes de este talud es presentado a continuación. En él interactúa la resistencia máxima de diseño, la resistencia en la cara del muro y la resistencia de arrancamiento.

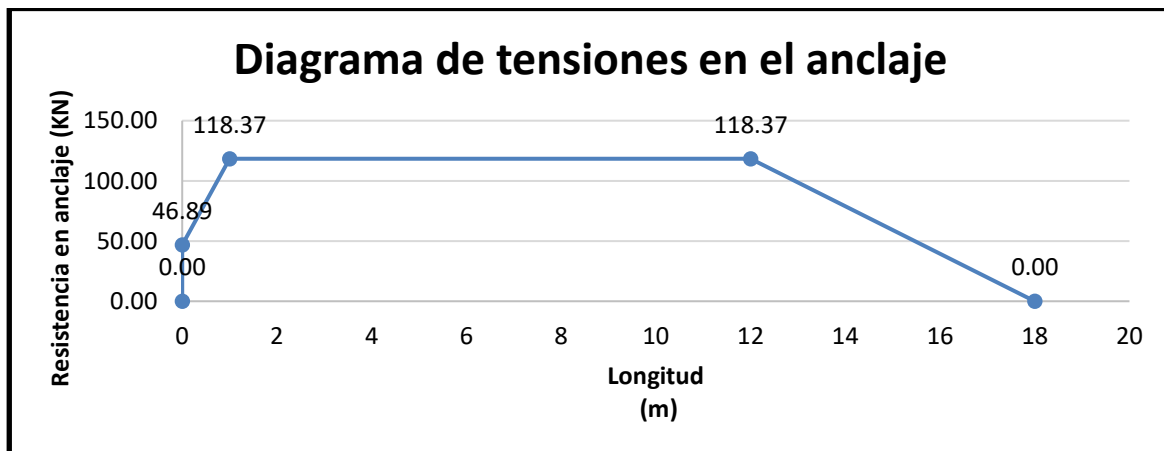


Figura 74. Gráfico del diagrama de tensiones en el anclaje
Fuente: Elaboración propia en el programa Excel.

Análisis de resultados

En esta sección se pretende evaluar los resultados, considerando los objetivos planteados al inicio del proyecto. Se discutirán los temas relevantes, se examinarán e interpretarán los resultados obtenidos para encontrar causas y efectos de los posibles daños. Además, se exponen las limitaciones y defectos de los resultados de cada uno de los sitios visitados. Por esta razón el lector podrá encontrar el análisis para cada terreno del ICE que se estudió.

Radio Base Purruja

Para la naturaleza del problema identificado en el terreno donde está cimentada la Radio Base (socavación por escorrentía de quebrada en lindero posterior) se ha propuesto un tratamiento anti-erosión, con una pantalla de concreto proyectado contra socavamiento y un sistema Soil Nailing liviano. La limitante más grande de trabajo para este sitio fue la imposibilidad de visita para realizar inspección y corroborar que la clasificación y parámetros del suelo entregados en los estudios son congruentes con el criterio de clasificación visual en campo. Lo anterior es de suma importancia, ya que el diseñador debe de cerciorarse de las condiciones a las que se enfrenta.

Se ha explicado en la sección de metodología del trabajo que el talud natural presenta una inclinación casi vertical (84° con respecto a la horizontal). Además, se mencionó que para este proyecto se trabajarán taludes con una relación de inclinación de 1:1,5 (Vallejo, Mercedes, Luis, & Carlos, 2002). Se considera que esta es la relación mínima de inclinación de un talud para que se soporte por medios propios y en condiciones naturales. Por esta razón, se propuso realizar una disminución de la pendiente a 56° aproximadamente sobre la horizontal.

Los efectos de una pendiente muy pronunciada en este tipo de condiciones, donde la quebrada lava el suelo, recalcan en que si el talud se sigue lavando, llegará un momento en el que la inclinación del terreno sea totalmente vertical (incluso convexo) y entonces se van a presentar problemas de caída de material desde la corona del talud, incluso se pueden llegar a dar deslizamientos de tipo traslacional.

Una limitante es que se trabajó con base en el perfil de estratigrafía entregado en el estudio geotécnico y utilizado como modelo de análisis. Esto genera un grado de incertidumbre a la hora de considerar las condiciones topográficas reales, ya que existe una manipulación previa del perfil. Es decir, que no se puede constatar que la topografía fue modificada en el proceso, desde el levantamiento topográfico en campo, hasta la introducción de las coordenadas en el programa computacional utilizado.

Otro defecto para validar el modelo es que al no contar con un estudio topográfico, se trabajó solamente confiando en las elevaciones destacadas en la estratigrafía del estudio geotécnico; lo cual representa una elevación en una sola línea de eje, y no en diversas estaciones de trabajo, algo que limita deliberadamente las posibles variaciones topográficas presentes en otros puntos donde el sistema de protección será implementado.

El estudio geotécnico recomienda parámetros de suelo para la implementación de obras de retención; sin embargo, es claro que las obras que se propusieron en este sitio no son de retención, ya que de acuerdo con los resultados arrojados en el modelo de análisis de estabilidad programado en Slide, no se presenta posibilidad de deslizamiento (Ver Cuadro 1 de la sección de Resultados). Es por esta razón que se utilizan los parámetros de suelo en la condición no drenada.

En el Cuadro 1 se pueden encontrar factores de seguridad más que satisfactorios para todos los métodos de análisis de estabilidad, lo cual hace pensar que se tiene un terreno estable por sí mismo. Entonces es posible preguntarse: ¿Por qué la necesidad de anclajes? Como ya se ha descrito en apartados anteriores, la problemática de este sitio es la erosión del talud por encontrarse en contacto con la quebrada Purruja; por esta razón, el sistema de protección propuesto no tiene como fin satisfacer necesidades de deslizamiento, sino por el contrario contrarrestar el problema de erosión descrito. Sin embargo, el cuestionamiento anterior sigue sin ser resuelto, ¿por qué la necesidad de anclajes? si de acuerdo con los resultados que arroja el modelo geotécnico, el comportamiento del talud refleja tranquilidad en el tema de deslizamientos. La razón es porque una pantalla de concreto lanzado sin anclajes es una opción económicamente disfuncional, ya que si los drenajes no socavan o contrarrestan la presión hidrostática, el muro puede colapsar porque está siendo sometido a esfuerzos para los que no fue diseñado (presión del agua)¹². En este caso se puede hacer una comparación de la pantalla con el comportamiento de una “cáscara de huevo”, la cual se quiebra al verse forzada. Este concepto es el que idealiza el modelo anti-

¹² Sin embargo, una opción válida en el diseño de una pantalla de concreto sin anclajes, es contemplar el esfuerzo hidrostático. Algo que no aplicó para este proyecto.

erosión, con un anclaje mínimo de 4 metros que trabaje por esfuerzos de fricción del sistema de anclajes con el suelo.

En el Cuadro 2 de la sección de resultados se observan los factores de seguridad entregados del modelo de Slide para el sitio con anclajes. Esto se realizó a manera de verificar que el sistema propuesto no produce alguna variación en los parámetros mecánicos del suelo. Porque el lector puede analizar que el factor de seguridad disminuye con respecto a los resultados del análisis del terreno natural del Cuadro 1. Sin embargo, es normal que los factores se vean alterados, incluso disminuyendo, ya que se están aumentando las cargas de interacción con un suelo que no tiene problemas para ser estable. De esta manera queda demostrado que el terreno es estable por sí solo, incluso implementando elementos que aumentan las presiones en la cara del talud.

Los planos de falla de los modelos de análisis de estabilidad son presentados en la sección de Apéndices, con lo cual el lector puede evaluar el comportamiento de ellos. El método de análisis de estabilidad de Fellenius, presenta inconsistencias en su geometría de falla cuando se implementa el Soil Nailing. Esto es porque Fellenius es un método muy impreciso para taludes con alta presión de poro, (Vallejo, Mercedes, Luis, & Carlos, 2002) que es casualmente lo que se encuentra en este sitio.

El sistema Soil Nailing liviano de 4 metros de altura vertical mitiga los problemas de erosión; sin embargo, no contrarresta la socavación del talud que ha sido calculada en el estudio hidrogeológico-hidráulico, porque ha sido determinada a una profundidad de 1.85 m (desde el n.p.t) para los márgenes de la quebrada. Esta es la causa principal de la implementación de un muro vertical de concreto proyectado con una altura de 3 m (unido a la pantalla de anclajes por medio de una viga de amarre de 15x30 cm), para contabilizar un sistema de protección con una altura total de 7 m. Se proponen 3 metros de altura para el muro de manera que se establezca un rango de seguridad contra el socavamiento.

Uno de los defectos de esta solución de protección está ligado a un tema hidráulico, ya que no se considera recomendable implementar estructuras verticales que estén en contacto con ríos, quebradas, riachuelos, etc. El efecto de la situación anterior se genera debido a que el caudal natural del río se desplaza a cierta

velocidad en un área de acción, y al encontrarse de repente con una estructura vertical, provoca que el gradiente energético aumente deliberadamente. En otras palabras, se da un efecto de rebote del agua en la estructura de una manera más agitada o con una energía mayor con la que llegó¹³, tomando mucha mayor fuerza hacia otra dirección; por ejemplo, hacia la otra margen de la quebrada. De ahí que si la quebrada está confinada por dos estructuras verticales, la velocidad del agua se vería incrementada hacia aguas abajo, ya que se da un efecto de rebote entre las dos estructuras. Y si es el caso de que el río está solamente delimitado por una estructura vertical en un margen, el efecto energético repercute directamente hacia la margen contraria, posiblemente provocando daños a terceros. Por esta razón se puede hasta pensar en alguna demanda legal en contra del ICE, ya que no se tomaron las medidas necesarias para contrarrestar el factor energético del agua y se desprendió del problema “pasándolo” a otro terreno privado, algo que afectaría la integridad de la institución, alterando a terceros en la protección de lo suyo.

Por esta razón, se implementa un Rip-Rap (con las características detalladas en la sección de Recomendaciones específicas) en la corona del muro por socavación, de manera que en el futuro, cuando la quebrada lave el terreno en la ubicación pasiva del muro, se encuentre con una estructura que disipe la energía de impacto, haciendo que el agua se levante una distancia vertical, por el muro (Díaz, 2001). El mantenimiento constante del enrocado es de suma importancia, ya que en el proceso de lavado del talud, este va a tender a disminuir su elevación, incluso a desintegrarse.

En el caso del diseño del muro vertical por socavación, se ha propuesto un coeficiente de aceleración que considera un periodo de retorno de 150 años. De acuerdo con los resultados, los momentos generados en las condiciones sísmicas son menores si se comparan con periodos de retornos mayores, haciendo pensar en que no se fue congruente con un sentimiento de diseño conservador. Sin embargo, después de analizar los modelos geotécnicos del terreno en las condiciones naturales, se verificó que efectivamente el sitio no presenta indicios de

¹³ Capítulo 3. CONTROL DE EROSIÓN en zonas tropicales. 2001.

inestabilidad en la condición sísmica. De manera que con periodos de retornos menores, se controla el efecto del sismo en un rango de seguridad aceptable, con lo que se convierte en un diseño económico y funcionalmente rentable.

Central Telefónica Cerro Savegre

En primera instancia, es importante destacar que para su análisis de estabilidad, se cumplió con el objetivo de identificar visualmente la problemática de los terrenos visitando el sitio, donde se conoció y se corroboró la zona climática y la humedad de la región; además de otra información característica del sitio (recopilada en la sección de metodología y en la sección de Anexos, en los informes de inspección realizados).

Una de las actividades (ya mencionada en la sección de metodología) fue el levantamiento topográfico debido a que no existe un estudio del perfil después de la conformación en bermas. Una limitante de trabajo fue la falta de equipo topográfico para realizar un levantamiento con un grado de error mucho menor al posiblemente conseguido con el equipo suministrado ya que por falta de tiempo no fue posible realizar los trámites para préstamo de equipo o préstamo de una cuadrilla de trabajo. Se trabajó con dos estadias (una de 4 m y otra de 3 m), un nivel regular, cinta métrica, estacas, mazo y cuerda.

Con el uso de una estación total se pudo haber realizado un levantamiento mucho más completo y con una incertidumbre menor. Aun así, se completó el perfil lateral, utilizándolo para la modelación en el programa Slide.

Igualmente, con el levantamiento realizado no se permite estudiar varias secciones o estaciones del terreno por intervenir, sino más bien un solo eje de trabajo, siendo este el perfil más crítico (diseño de una sola sección del talud), en cuanto a altura, detección de algún desperfecto en la cara del talud, cercanía con la Central, y la posibilidad de espacio de trabajo para instalar el equipo topográfico de la manera más perfecta posible.

Se pueden presentar variaciones intangibles en los resultados tanto del modelo de análisis de estabilidad como del diseño estructural, según el estudio topográfico realizado en sitio. Las condiciones del equipo, desactualizado y en regulares condiciones; la inexperiencia de la cuadrilla de trabajo en temas de nivelación de equipos, ubicación correcta de las estadias, etc., son efectivamente causas de una posible inconsistencia del perfil topográfico comparado con la realidad del sitio, lo que influye directamente en los resultados del estudio.

Ahora bien, después de analizar el estudio de suelos y el levantamiento topográfico, se realizó el modelo de análisis de estabilidad, considerando los parámetros recomendados en el estudio de suelos y verificando que los factores de seguridad (registrados en la sección de resultados, Cuadro 21) siguen reflejando posibilidad de deslizamiento, aun con la implementación de las bermas, geomallas y solución de revegetación mediante siembra de vetiver.

Por esta razón, se verifica el incremento del factor de seguridad al intervenir el terreno con la propuesta de sostenimiento del talud con anclajes pasivos y de geomalla. Para la entrada de las características del suelo en el modelo de Slide, se tomaron parámetros a corto y largo plazo, ya que la estructura de protección tendrá que lidiar con los esfuerzos responsables de deslizamiento o colapso del terreno.

La solución de anclajes pasivos con la pantalla de concreto lanzado es considerada para reemplazar la propuesta de revegetación de vetiver, ya que se disminuye el tiempo de mantenimiento, el riego de las plantas, y el cuidado constante de su crecimiento.

Además, con la utilización de una estructura de concreto, se mitiga la necesidad de estar pendiente del crecimiento del vetiver, ya que si este no crece como se espera, no se podrá sostener la masa deslizante con el suelo estable y la solución no será funcional como lo serán los anclajes. Esto es debido a que con los pernos se puede comprobar que, efectivamente, se estabiliza la masa en la superficie con posibilidad de deslizamiento.

El vetiver tiene una resistencia similar a una varilla #4, y penetra hasta profundidades de 5-6 m (Díaz, 2001); sin embargo, de acuerdo con los resultados del modelo de análisis de estabilidad y los del diseño, se pudo verificar que

efectivamente es necesario un sistema de mayor capacidad soportante, con distancias de anclaje mayor a las que ofrece el vetiver y con una resistencia a la tensión mucho mayor, debido a las condiciones del suelo en sitio.

A partir de ese punto se realizó el diseño de la pantalla de concreto lanzado con anclajes pasivos. La longitud de los pernos, de acuerdo con la sección de resultados es de 9 m para el primer talud; 15 m para el segundo y 18 m para el tercero. La razón más importante para establecer esta longitud de los anclajes es porque debe considerar la unión de superficie de falla del talud a la superficie resistente y de acuerdo con la filosofía de diseño, la longitud necesaria para permitir que los esfuerzos de arrancamiento y de empuje en la cara del muro sean contrarrestados por las resistencias mediante la inserción del anclaje en la masa de suelo estable. Esta longitud debe ser congruente con la distancia del plano de falla obtenido del modelo de análisis de estabilidad de Slide. Sin embargo, la longitud entregada del diseño puede verse alterada ya que depende de la altura del talud, y como ya se señaló antes, esta fue obtenida por medio de un levantamiento topográfico con las limitaciones mencionadas, algo que aumenta el error en los cálculos.

El modelo de análisis de estabilidad fue realizado en el programa Slide. Este consiste en un software de estudio de equilibrio-límite de las condiciones naturales de un terreno inclinado. El cual permite simular sistemas de retención, como es el caso del Soil Nailing, con todos los componentes necesarios. Sin embargo, a criterio del ingeniero no se toma en cuenta la pantalla de concreto en el modelo ya que lo que interesa es que el talud no falle con la implementación de los anclajes. En caso contrario, se puede construir la pantalla y eventualmente la cara puede fallar pero el talud no, ¿por qué? porque el SLIDE se verificó para que la estabilidad del talud se garantice solamente por medio de los anclajes. Es decir se dará un efecto de trasladar toda la responsabilidad a los anclajes.¹⁴

Al observar los factores de seguridad entregados por el modelo, se puede pensar que habrá un factor adicional de seguridad que es lo

que puede aportar la cara, pero el sistema suelo-anclajes por sí solos es estable.

En el programa es posible modelar la pantalla de concreto del sistema Soil Nailing, pero la logística del software no permite revisar cómo se comporta, únicamente como limita el desarrollo de la superficie de falla. En realidad la pantalla no es el elemento principal que limita la falla, de forma que los anclajes sí.

Incluir en un solo programa la revisión de elementos que tienen diferente naturaleza sería lo más ideal, ya que se podría verificar la interacción de todos los componentes, considerando que el programa fuera de metodología de elemento finito. Sin embargo, el Slide es un programa de equilibrio límite por lo que se decide únicamente observar el comportamiento del suelo con los anclajes pasivos.

Por otro lado, analizando los resultados de los factores de seguridad entregados en el Cuadro 22, con la implementación de los anclajes, se puede observar que todos son mayores que la unidad. En algunos casos, se cumple con los factores de seguridad descritos en el Marco Teórico, sin tomar en cuenta la modelación del muro de concreto lanzado, ni la lechada. Es decir, si con éstos se obtienen factores de seguridad provechosos y razonables, no se puede esperar menos que un aumento en su magnitud al incluir la resistencia que proveen los dos componentes del sistema citados.

Ahora bien, con respecto a la geometría de los planos de falla de los modelos de análisis de estabilidad, el sitio Savegre presenta la misma inconsistencia con el método Fellenius y en la condición de largo plazo cuando se implementa el Soil Nailing. Y al igual que en Purruja, el método Fellenius es muy impreciso para taludes con alta presión de poro, (Vallejo, Mercedes, Luis, & Carlos, 2002) que es el tipo de material que se encuentra en este sitio. Los modelos de análisis de estabilidad de la Central Telefónica están adjuntados en la sección de Apéndices, con esto el lector puede observar el desarrollo de los planos de falla en cada condición analizada, incluso ver la problemática que se presentó con el desenvolvimiento del plano por el método Fellenius.

¹⁴ En este trabajo no se contempla un análisis de elemento finito, con el cual se puede evaluar el comportamiento de la pantalla en cuanto a esfuerzo y deformación.

Central Telefónica Cerro Alacranes

La descripción del sitio cerro Alacranes se basa en que está asentada sobre una loma, en lo alto del cerro, donde el perfil de falla prácticamente rodea la estación.

El terreno de fundación de esta Central presenta una problemática de inestabilidad por meteorización del suelo. Sin embargo, al no contar con ningún tipo de estudio, se ha realizado la visita al campo para analizar las condiciones iniciales y recomendar los estudios pertinentes de identificación y caracterización del suelo. Esta información se puede encontrar en la sección de recomendaciones específicas. De esta manera, se pretende desarrollar un modelo de análisis de estabilidad que verifique la inestabilidad mencionada.

Al igual que en el caso anterior, el levantamiento topográfico realizado se ejecutó en una sección del talud considerada como la más crítica del terreno. Esto limita el diseño del modelo de análisis de estabilidad ya que no se puede contar con las características de otras estaciones de estudio, y verificar que los futuros diseños de protección del terreno sean funcionales con las variaciones en topografía a lo largo del talud.

La Central presenta un inexistente manejo de aguas y una condición de drenaje mala, esto puede llegar a perjudicar directamente las condiciones del suelo. Se pueden presentar aguas profundas o subterráneas inesperadas, por infiltraciones y la presencia de aguas por escorrentía, sumadas a las lluvias, lo que constituye otra consecuencia de la insuficiencia del sistema de drenaje.

Después de realizarse los estudios de suelos, verificar que se debe construir algún método de estabilidad, y que en caso hipotético se implementara un sistema Soil Nailing, es posible que el esfuerzo de unión del suelo-roca aumente en comparación con los esfuerzos de los suelos en los sitios de Purruja y Cerro Savegre, donde hay presencia de suelos arcillosos con esfuerzos de unión bajos.

El posible deslizamiento en roca se clasifica como uno tipo cuña, debido a lo observado en

sitio. Además, al existir suelo y roca, la posible superficie de deslizamiento se presenta a lo largo de la interfaz entre ambos materiales, con un grado de riesgo medio.

Radio Base Esterillos

Como primer punto de análisis de los resultados en la Radio Base Esterillos, se evalúa que la obtención de las alturas por medio del levantamiento topográfico pueden presentar errores en su cálculo debido a que se utilizó un equipo con alto grado de incertidumbre en comparación con los utilizados en la actualidad (estación total, por ejemplo). Además, el error puede ser producto de factores como: limitado espacio de trabajo, por la gran cantidad de vegetación, por la inclinación pronunciada del talud y por el tamaño de las estadias que complicaba su posicionamiento. Otro factor del error es la falta de trabajadores en la cuadrilla de trabajo, ya que se contó con un compañero solamente.

La inexperiencia del compañero de trabajo es definitivamente otra de las razones por las que la confiabilidad del perfil topográfico disminuye. Esto se refleja en factores como nivelar las estadias, dar nivel a la cinta métrica y recordar el proceso de toma de datos.

Además, no fue posible hacer el levantamiento completo del sitio hasta la carretera principal, debido a las condiciones del terreno inclinado, a las pequeñas alturas de las estadias (en comparación con el talud) y la imposibilidad de desplazarse por las elevaciones del terreno.

El tipo de material encontrado es de naturaleza de suelo con grietas y de condición cohesiva. Se puede pensar comparar el esfuerzo último de unión del suelo con los sitios Purruja y Savegre; sin embargo, esto no se puede verificar hasta analizar los resultados de un estudio de suelos.

Conclusiones

- ✓ Por medio de los estudios de suelos del sitio entregados y el análisis de estabilidad en Slide, se determinó y se corroboró la problemática de los sitios. Para el caso de la Radio Base Purruja, el problema de inestabilidad se puede generar por la erosión y socavación en los márgenes del talud. En el sitio donde está ubicada la Central Telefónica Cerro Savegre, el problema de inestabilidad está asociado con las características geomecánicas de suelo y por la presencia de agua subterránea.
- ✓ En el caso de los sitios Purruja y Savegre, donde sí existen estudios de suelos que respaldan las condiciones del terreno y caracterizan los materiales, se concluye que el análisis de estabilidad es evaluado por medio del programa Slide, donde el método de análisis de estabilidad Fellenius, presenta una inconsistencia en la geometría de la superficie de falla en comparación con los métodos Bishop Simplificado y Janbú Simplificado, por lo que a criterio del diseñador, se descarta. Esto se argumenta con el hecho de que Fellenius es un método muy impreciso para taludes con alta presión de poro, que es casualmente lo que se encuentra en Cerro Savegre, por ejemplo.
- ✓ Se concluye, además, que los diseños ingenieriles tipo Soil Nailing, se adecúan efectivamente a las condiciones de los sitios Purruja y Savegre, generando estabilidad a su problemática.
- ✓ Para la Radio Base Esterillos y la Central Telefónica Cerro Alacranes, se cumplió con la identificación visual de las condiciones del sitio, y con su levantamiento topográfico. Estos fueron parámetros importantes para definir los estudios de campo (ensayos de campo y de laboratorio) que se pueden realizar en busca de generar los primeros indicios de intervención a la problemática del sitio.
- ✓ Las recomendaciones de los estudios por realizar en la Radio Base Esterillos y la Central Telefónica Cerro Alacranes, son debidamente adjuntados en la sección de Recomendaciones Específicas y cumplen con la identificación visual y provisional de los sitios.
- ✓ Se concluye que los diseños de los sistemas Soil Nailing se realizan como técnicas constructivas e ingenieriles para respaldar la integridad, seguridad y estabilidad de los sitios, según los análisis previos. Para velar por la estabilización de los taludes críticos en los sitios de la Radio Base Purruja y la Central Telefónica Cerro Savegre, se procura dar mantenimiento constante y oportuno a los terrenos y obras del Instituto Costarricense de Electricidad, desde el punto de vista geotécnico de los sitios, para continuar brindando el servicio en las mejores condiciones.

Recomendaciones Generales

- ✓ Hacer uso de equipo actualizado de topografía, para evitar alguna inconsistencia en la modelación de Slide y en los resultados finales de diseño.
- ✓ Visitar el sitio de afectación, para tener un mejor criterio sobre las condiciones reales.
- ✓ Realizar o contratar el estudio de suelos en las condiciones climáticas críticas del año, ya que si se realizan durante el verano, es probable que no se encuentre rastro de nivel freático o a una profundidad diferente, siendo entonces un modelo que no representa la realidad crítica del sitio.
- ✓ El software utilizado permite verificar la estabilidad, pero no está dirigido al diseño específico de muros. Por lo que se recomienda realizar el análisis estructural del muro y sus esfuerzos y deformaciones por medio de programas de elemento finito.
- ✓ Hacer un estudio del manejo de aguas profundas por medio del cálculo de aguas subterráneas, redes de flujo, análisis de flujo en medios porosos, etc, para tener mejor concepto del medio donde se diseña.
- ✓ Se recomienda siempre que se haga inspección de este tipo de terrenos, se rellenen los informes de inspección con base en lo que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas. De esta manera, se evita que el inspector o diseñador del sitio, olvide ciertas características del sitio.
- ✓ El diseñador de las estructuras de protección de taludes debe mantener contacto con el constructor para apoyarlo y resolver cualquier duda o problema que pueda ocurrir.
- ✓ Controlar las aguas de escorrentía por medio de una canalización superficial, que debe ser implementada desde el inicio del sistema constructivo.

Recomendaciones específicas

Radio Base Purruja

capa y entre 100 y 200 mm para capas individuales de un filtro de varias capas (Díaz, 2001).

Enrocado (Rip-Rap)

Se recomienda colocar un enrocado en la corona del muro proyectado por socavación, debido a las consideraciones hidráulicas explicadas en el análisis de resultados. El costo de una estructura de enrocado puede ser inferior a los productos de concreto; sin embargo, en este caso se propone como complemento a la pantalla por socavamiento. (Díaz, 2001). Es importante considerar el tamaño de los bloques que permitan determinar una buena estabilidad hidráulica y que sean resistentes al humedecimiento y secado constante.

Consideraciones técnicas¹⁵

- ✓ Se recomienda implementar un Rip-Rap de gradación amplia (Ver Figura N° 5 de la Sección de Anexos) con bloques de redondeados o angulares, pero no elongados por su menor resistencia al flujo y la dificultad para acomodarse en su posición.
- ✓ El tamaño de los bloques recomendable es superior a 200 mm (Ver Figura N° 5 de la Sección de Anexos) para este sitio, con una porosidad entre 30 y 40%.
- ✓ Colocar una capa de material de filtro (geotextil o material granular) debajo de los bloques del Rip-Rap, con roca no meteorizada resistente a los efectos del agua.
- ✓ El espesor de la capa de filtro varía entre 150 y 450 mm para un filtro de una sola

¹⁵ El lector podrá encontrar algunos criterios de calidad, clasificación granulométrica, tamaños nominales y gradación de las partículas para los enrocados, en el Anexo 2.

Central telefónica Cerro Savegre

Control de aguas por escorrentía

Para los sitios estudiados se recomienda la propuesta de una canalización de aguas por escorrentía, de manera que se mejore la estabilidad del talud, reduciendo la infiltración y disminuyendo la erosión.

Se deberá contemplar el área de influencia por medio de líneas de nivel, delimitando los bordes de la topografía que aportan agua al sistema.

Consideraciones técnicas¹⁶

- ✓ El canal de desvío de aguas debe ser totalmente impermeabilizado.
- ✓ Se recomienda un canal revestido con concreto, y malla electro-soldada de 4 mm de diámetro, con separaciones del refuerzo a cada 25 cm en ambos sentidos, como se detalla en la sección de Anexos.
- ✓ El canal desviador no debe construirse muy cerca al borde superior del talud, para evitar que se produzca una falla de la corona.
- ✓ Deben considerar una pendiente para garantizar un rápido drenaje.

¹⁶ En el Anexo 1 se encuentra el detalle de una sección típica de cuneta.

- ✓ Las dimensiones y ubicación de la zanja de drenaje dependen de la topografía de la zona y del caudal de diseño.
- ✓ Se recomienda una zanja rectangular de 60 centímetros como mínimo de ancho y 50 centímetros de profundidad. En los Anexos se detallan algunas secciones que pueden resultar funcionales en este sitio.
- ✓ No se recomienda utilizar algún tipo de tubería, porque es propensa a agrietarse o a taponearse, provocando concentraciones de flujo.
- ✓ El diseño de las obras de control de escorrentía deberán prepararse para recibir caudales con periodos entre los 100 y 500 años, de acuerdo con la importancia de la obra.
- ✓ Se recomienda hacer un cálculo del caudal de diseño, por medio del método racional, debido que es el que contiene el mayor factor de seguridad, con respecto a los otros (Díaz, 2001).

Colocación de geomallas

Se recomienda hacer uso de geomallas para reforzar el talud como complemento del sistema Soil Nailing propuesto; además tendrán valor en el tema de control de erosión.

La geomalla que se recomienda será de polietileno de alta densidad, de poliéster o polipropileno.

Especificaciones técnicas ¹⁷

- ✓ La malla debe ser un material plástico de refuerzo capaz de soportar esfuerzos de tensión con capacidad completa de continuidad de la carga, integridad estructural y durabilidad
- ✓ Debe especificarse la capacidad de carga dinámica al 5% de deformación (Norma ASTM D4595). Esta varía generalmente según las aplicaciones entre 19 y 95 kN/m.

¹⁷ Tomado de Capítulo 6. CONTROL DE EROSIÓN en zonas tropicales.

Debe tenerse en cuenta que la resistencia a la tensión disminuye con el tiempo hasta en un 50% dependiendo del material de suelo junto con la malla (Díaz, 2001). Si se emplea gravas o triturado de rocas, la disminución de resistencia es mayor que si se utilizan limos o arcillas. Hay que tener en cuenta que las mallas de poliéster no deben colocarse en suelos calcáreos o suelo-cemento.

Colocación de geotextiles en los lagrimales del muro

Se recomienda utilizar geotextiles no tejidos contruidos por filamentos de polímeros, con una porosidad mayor a 50% y una permeabilidad igual o mayor a 1,10 a 5 m/s. Como se especifica en los planos.

Central telefónica Cerro Alacranes

Con base en los objetivos de este proyecto, se delimitan los resultados obtenidos como una caracterización cualitativa del sitio; se da un parámetro general para recomendar los estudios de suelo que se deben de ejecutar en la central.

Se han propuesto varias medidas por tomar, en relación con lo observado en la visita, considerando las características del suelo, y los ensayos de campo y laboratorio que conciernen a lo estudiado.

- ✓ Para estudiar los métodos de canalización de aguas, se propone determinar un balance hídrico para calcular la escorrentía con la que se debe diseñar. Lo más probable es que se deba contar con un canal abierto en la corona del muro (cunetas) y contra cuentas en el pie del talud, con un desagüe correcto y funcional.
- ✓ Para conocer las condiciones mecánicas del terreno rocoso se recomienda hacer perforaciones a rotación de 10 m de profundidad. Se debe determinar el índice RQD para considerar si la

- condición geo mecánica del terreno es buena o mala.
- ✓ Se propone, además, la determinación de un perfil geofísico de refracción sísmica o eléctrica para establecer los parámetros de velocidad de onda y la profundidad donde las capas de suelo cambian su naturaleza mecánica.
 - ✓ Realizar un mapeo geológico de discontinuidades en el macizo rocoso, para observar las cuñas de falla.
 - ✓ Caracterizar las propiedades de la roca intacta a través de extracción de núcleos, ensayos de laboratorio de compresión confinada en rocas, ensayo de tracción brasileña (resistencia a la tensión en la fibra de tensión de la roca). La tracción brasileña es un ensayo que asemeja el fallo de una viga en flexión, donde el esfuerzo de compresión se presenta en las fibras superiores y el de tensión en las inferiores.
 - ✓ Como se mencionó anteriormente, se propone realizar ensayos de laboratorios en muestras de suelo y roca a compresión uniaxial y triaxial. Estos estudios tienen como objetivo determinar la resistencia del material (a compresión, tensión y cortante) y definir los parámetros de deformabilidad de la roca intacta.
 - ✓ Para el proceso constructivo se propone hacer una limpieza de escombros, vegetación propensa a deslizarse, árboles inclinados, etc., todo lo referente a material con poca resistencia mecánica. Seguido de un sistema de sostenimiento del talud (por deslizamiento de la masa de suelo y roca) por medio de anclajes pasivos con geomalla.

Índice RQD (Rock Quality Designation)

El índice RQD (Rock Quality Designation) es un parámetro que se mide solo en roca porque está en función de las discontinuidades o fracturas del macizo rocoso. Es el porcentaje de recuperación de muestras obtenidas de una perforación a rotación de más de 10 cm de longitud, sin tener en cuenta las roturas que se dan por el proceso mismo de perforación. Se consideran solo los núcleos de más de 10 cm (medidos con cinta métrica), sin fracturas; se suman y se dividen entre la longitud del tramo perforado.

La manera de calcular el índice es midiendo con cinta métrica todos los trozos sin presencia de fisuras mayores a 10 cm, en un intervalo de 1.5 m.

Sísmica de refracción

La sísmica de refracción es un método de investigación geofísico regulado por la designación ASTM D5777.

El objetivo principal es la determinación de la velocidad de onda P del terreno a diferentes profundidades. Este método consiste en determinar el espesor de las capas donde las ondas se refractan. A manera de explicación, se instalan varios geófonos a cierta separación uno del otro, se disparan ondas generadas por una fuente, hacia la profundidad del suelo. Se determina el tiempo que necesita la onda para ser captada por el siguiente geófono. La velocidad de la onda depende del material del suelo y del espesor de la capa.

Una vez transcurrido el ensayo, se chequean los espejos de falla o de fricción, para determinar los parámetros de una capa y la profundidad a la que cambia las condiciones del suelo. Con este método es posible, además, determinar la profundidad del nivel freático.

Resistividad eléctrica

La resistividad eléctrica es otro método de investigación geofísico, parametrizado por la norma ASTM D6431, con el objetivo de determinar la resistividad eléctrica del terreno a

diferentes profundidades. Los métodos eléctricos son aquellos que estudian la respuesta del terreno cuando se propaga a través de él, corrientes eléctricas continuas. La resistividad es el parámetro físico que se controla en este ensayo.

Radio Base Esterillos

Se propone una serie de estudios para ejecutar en el terreno inclinado, para dar paso a la implementación del sistema constructivo más funcional, adecuado a las necesidades del sitio.

Como medidas por tomar, se establece que el primer paso es el estudio de suelos de campo y de laboratorio.

Ensayos de campo

- ✓ Ensayo SPT: ensayo de penetración estándar, designado por la norma ASTM D1586, con el objetivo de determinar la resistencia al corte y la resistencia última a la falla.
- ✓ Veleta: designado por la norma ASTM 2573, con el mismo objetivo del ensayo de penetración estándar.

Ensayos de laboratorio

- ✓ Compresión uniaxial: ensayo designado por la norma ASTM D2166 para determinar la resistencia a la compresión, al corte, y la resistencia última a la falla.
- ✓ Compresión triaxial: designado por la norma ASTM D 4767 y D2850, con el mismo fin del ensayo de compresión uniaxial.

Para generar una propuesta de canalización de aguas por escorrentía, es necesario determinar el balance hídrico para saber el caudal con el que se trabajará el diseño. Un sistema más funcional es la implementación de cunetas y contra cunetas con un adecuado desagüe.

Una vez analizado con detalle el estudio de suelos, es probable que se deba implementar una solución contra deslizamiento en la cara del talud. Por las condiciones del terreno identificadas en el momento de la visita se proponen pernos pasivos, con una pantalla de concreto lanzado y geomalla. Esta propuesta está basada en un "sentido ingenieril"; sin embargo, existen muchas más soluciones para implementar, de acuerdo con las condiciones de deslizamiento que presente el estudio geotécnico.

Apéndices

Apéndice 1. Condiciones climáticas de los sitios

Apéndice 2. Modelos de análisis de Estabilidad

Apéndice 3. Hojas de Excel de diseño estructural Radio Base Purruja

Apéndice 4. Hojas de Excel de diseño estructural Central telefónica Cerro Savegre

Apéndice 1. Condiciones climáticas de los sitios

Temperatura de los sitios

Los registros del Instituto Meteorológico Nacional (IMN) ilustran la escala de colores de la temperatura máxima, media y mínima registrada en cada sitio del país. La siguiente figura detalla la temperatura máxima del país, cuanto más oscuro es el color, la región presenta mayor temperatura.

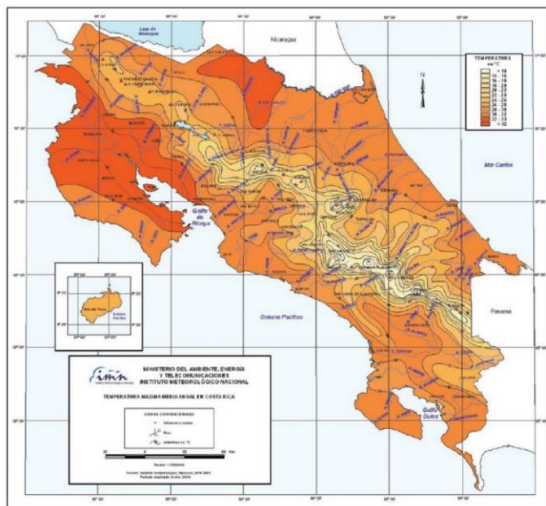


Figura No. 1. Temperatura Máxima del país
Fuente: Instituto Meteorológico Nacional (IMN)

Con respecto a la temperatura media del país, el Instituto Meteorológico muestra los isoterma (curvas que unen puntos de la superficie terrestre con la misma temperatura), ligada a la orografía y a los vientos dominantes. La siguiente figura ilustra la escala de colores de la temperatura media anual del país. Los colores azulados reflejan las temperaturas más bajas (cuanto más oscuro sea el azul, menor temperatura). Ahora

bien, los colores rojizos presentan regiones con temperaturas más altas, cuanto más oscuro sea el color, mayor temperatura se presenta.

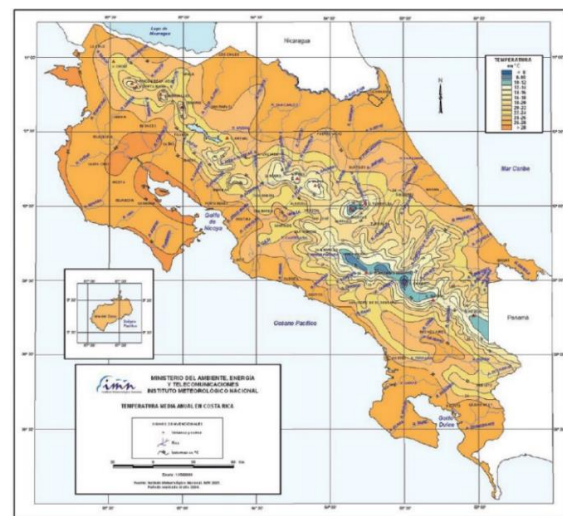


Figura No. 2. Temperatura Media del país
Fuente: Instituto Meteorológico Nacional (IMN)

La temperatura mínima por lo general es registrada en las madrugadas y poco antes del amanecer. Las variaciones de un punto a otro son más suaves que las condiciones de temperatura media y máxima. Es decir que el gradiente térmico horizontal y vertical es más bajo. La siguiente escala de colores muestra temperatura mínima anual del país en diferentes zonas. Los colores azulados reflejan las temperaturas más bajas (cuanto más oscuro sea el azul, menor temperatura). Mientras que los colores rojizos presentan regiones con temperaturas más altas, cuanto más oscuro sea el color, mayor temperatura se presenta. El color “caqui” representa la temperatura mínima más alta del país.



Figura No. 3. Temperatura Mínima del país
Fuente: Instituto Meteorológico Nacional (IMN)

Precipitación de los sitios

Para describir las curvas imaginarias que unen los puntos del país con la misma cantidad de lluvia, se introduce el término isoyetas. El volumen de lluvia se mide en milímetros que son equivalentes a un litro de agua por metro cuadrado. La siguiente figura representa la precipitación anual expresada en milímetros. Cuanto más oscuro es el color, mayor precipitación se presenta en esa zona.

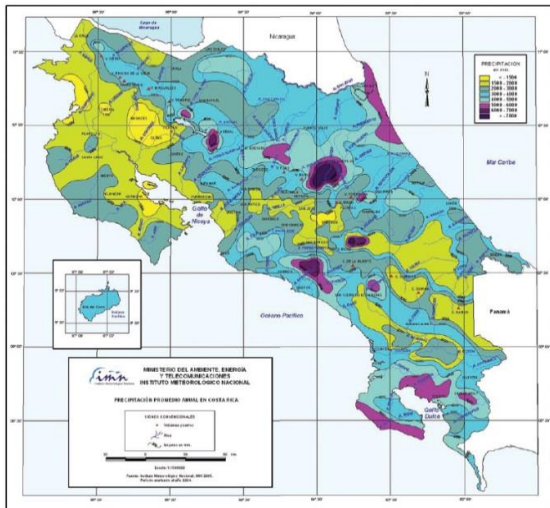


Figura No. 4. Temperatura Mínima del país
Fuente: Instituto Meteorológico Nacional (IMN)

Apéndice 2. Modelos de análisis de Estabilidad

Radio Base Purruja

Modelo de análisis de Estabilidad del terreno sin anclajes

Método de análisis de estabilidad Fellenius

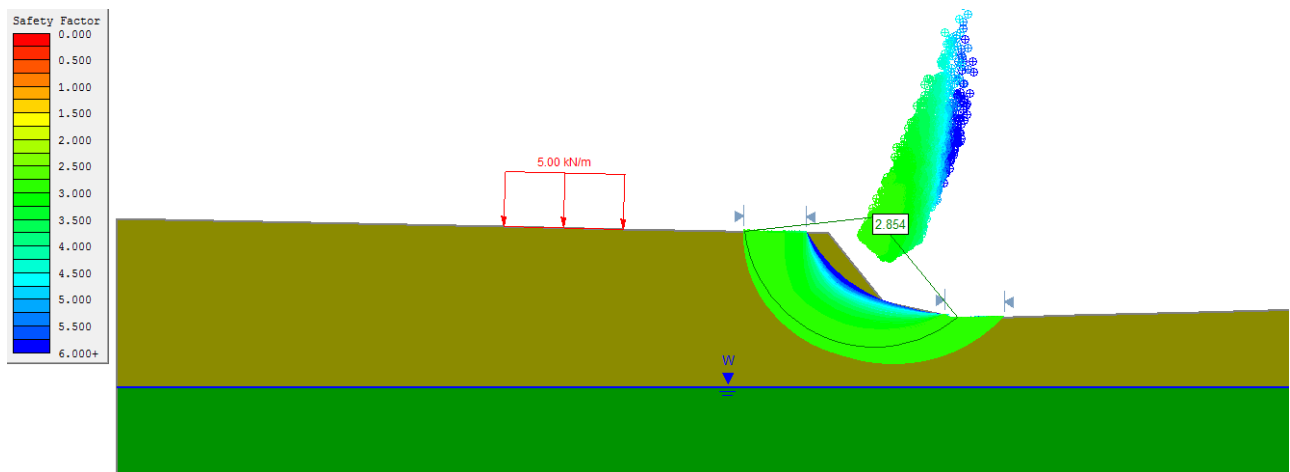


Figura No. 5. Modelo de análisis por Fellenius en la condición Estática para el terreno natural en Purruja. Factor de seguridad de 2,854.

Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

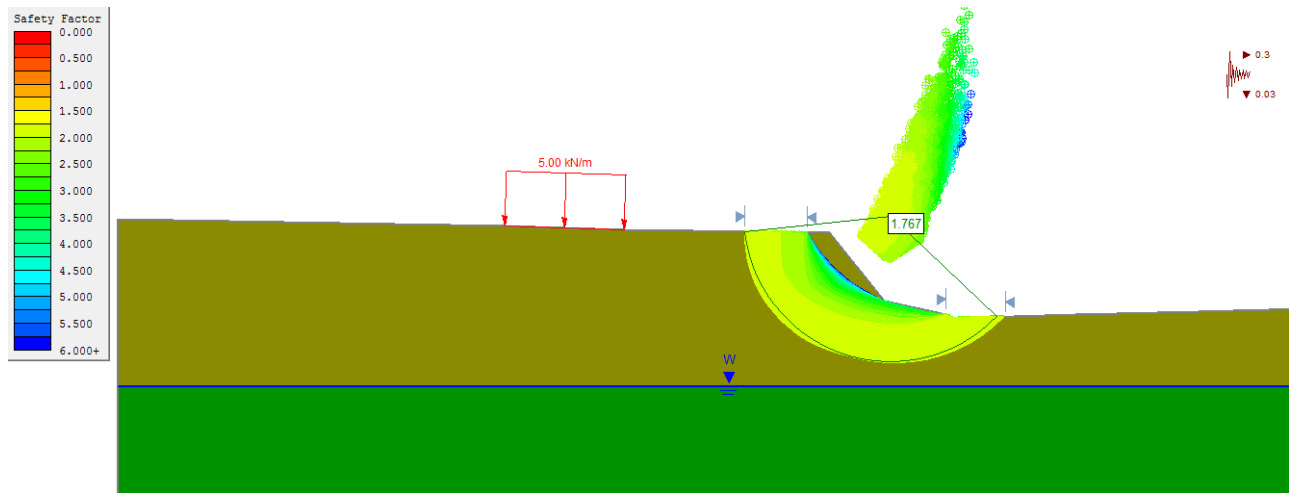


Figura No. 6. Modelo de análisis por Fellenius en la condición Pseudoestática para el terreno natural en Purruja. Factor de seguridad de 1,767.

Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Método de análisis de estabilidad Bishop simplificado

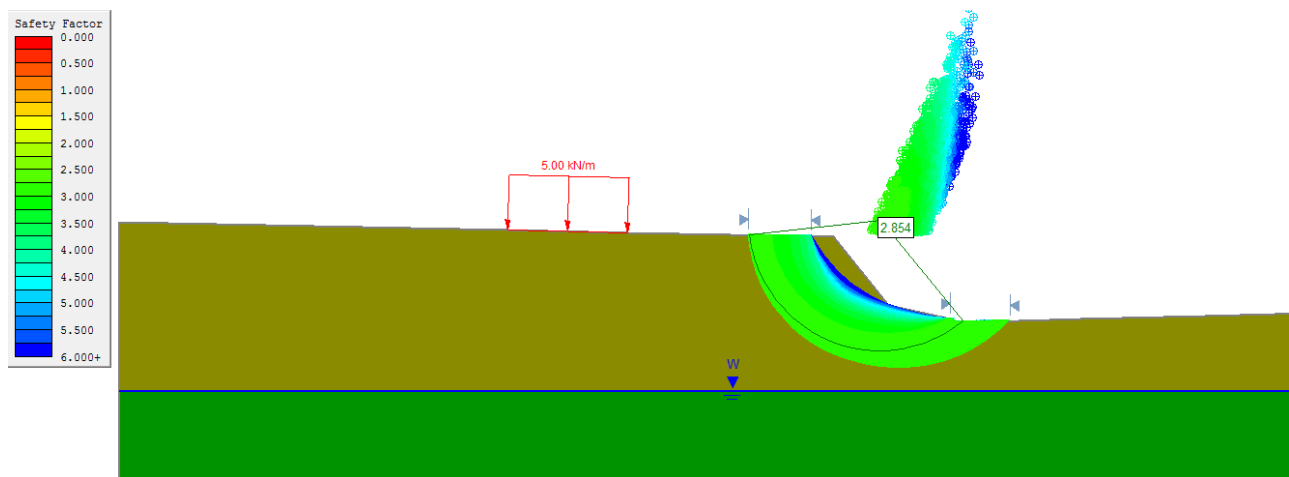


Figura No. 7. Modelo de análisis por Bishop simplificado en la condición Estática para el terreno natural en Purruja. Factor de seguridad es de 2,854.

Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

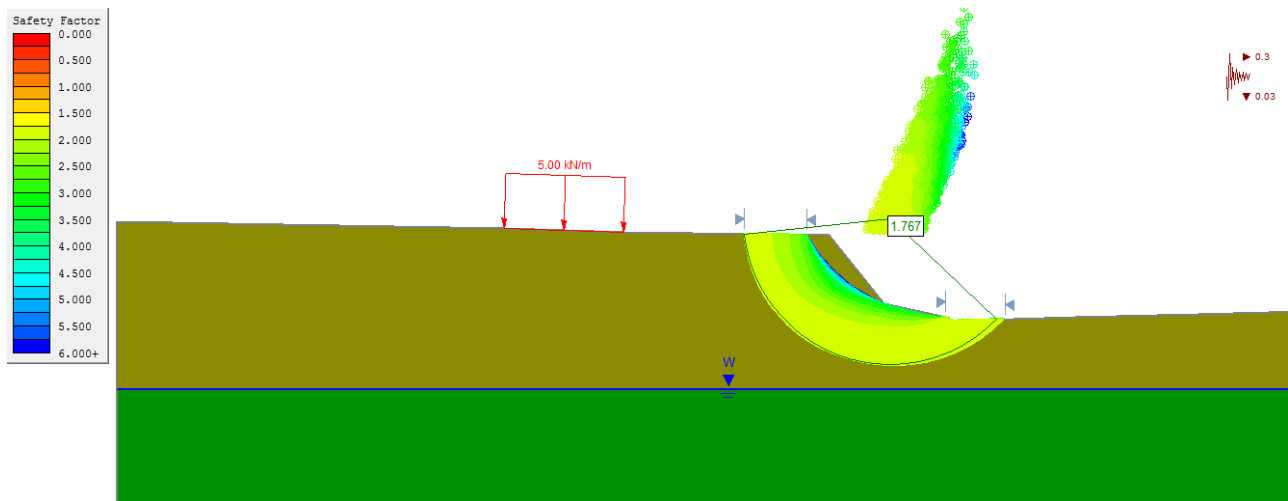


Figura No. 8. Modelo de análisis por Bishop simplificado en la condición Pseudoestática para el terreno natural en Purruja. Factor de seguridad de 1,767.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Método de análisis de estabilidad Janbú Simplificado

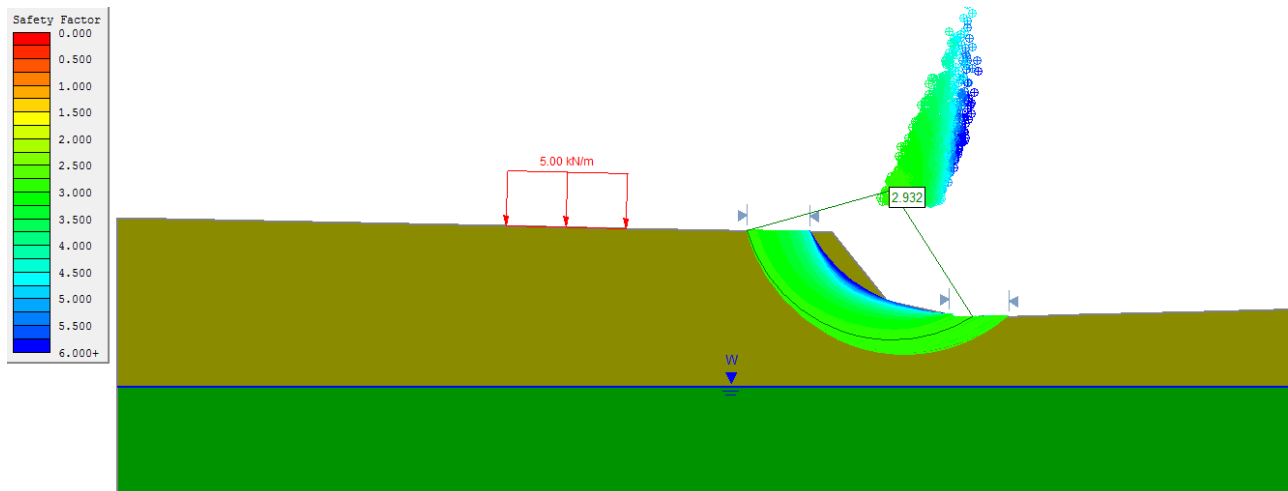


Figura No. 9. Modelo de análisis por Janbú simplificado en la condición Estática para el terreno natural en Purruja. Factor de seguridad de 2,932.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

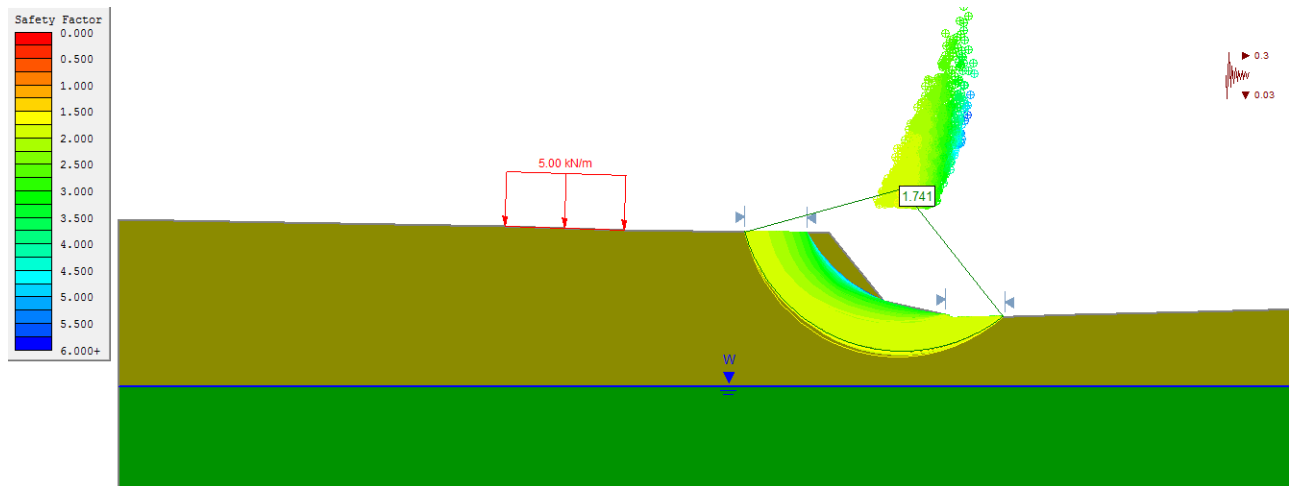


Figura No. 10. Modelo de análisis por Janbú simplificado en la condición Pseudoestática para el terreno natural en Purruja. Factor de seguridad de 1,741.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Modelo de análisis de estabilidad con la inclusión de los anclajes

Método de análisis de estabilidad Fellenius

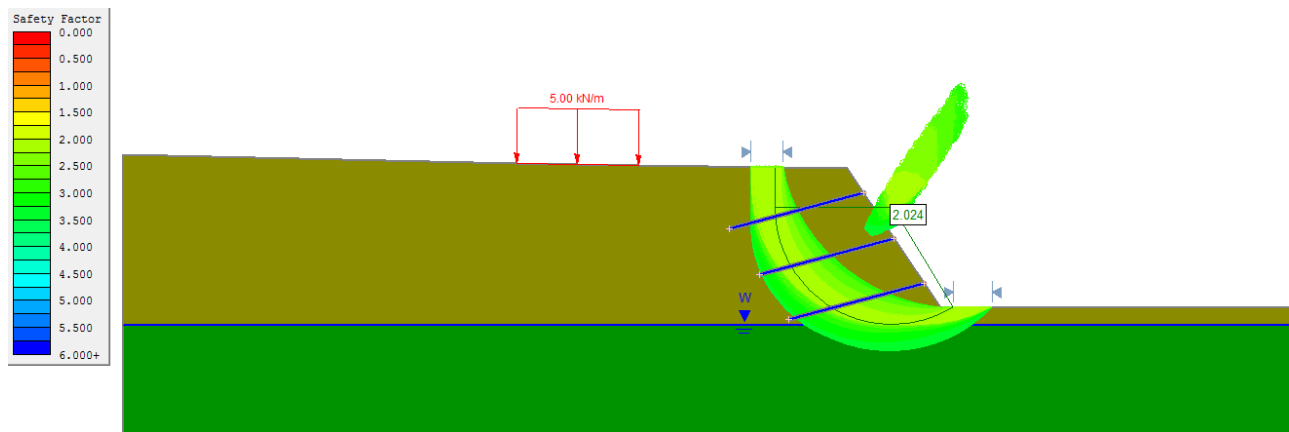


Figura No. 11. Modelo de análisis por Fellenius en la condición Estática para el sistema Soil Nailing en Purruja. Factor de seguridad de 2,024.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

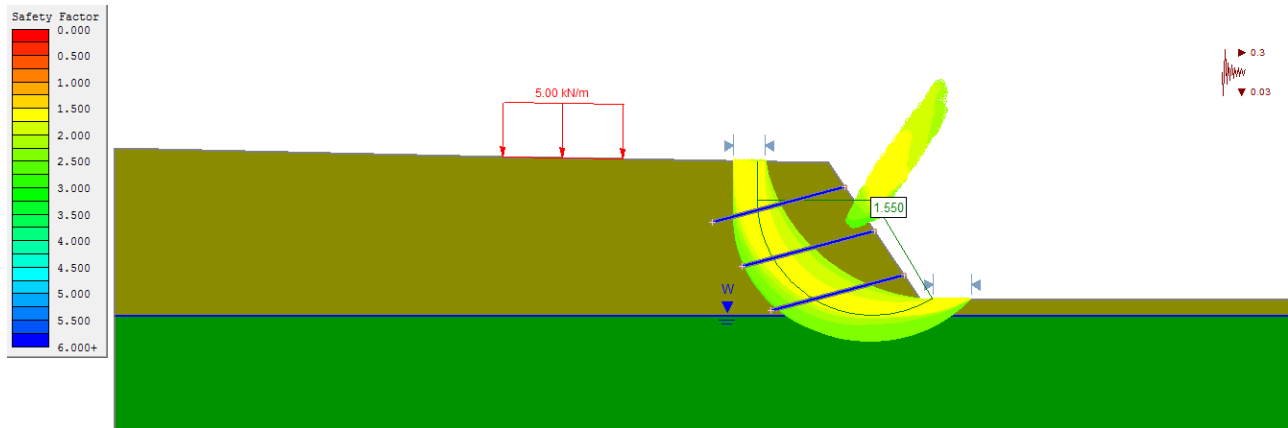


Figura No. 12. Modelo de análisis por Fellenius en la condición Pseudoestática para el sistema Soil Nailing en Purruja. Factor de seguridad de 1,550.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Método de análisis de estabilidad Bishop simplificado

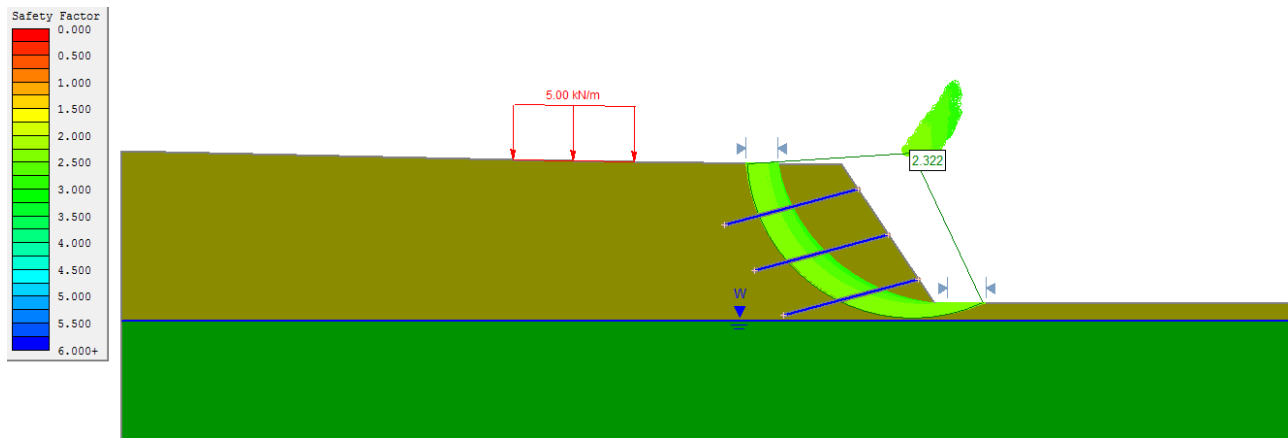


Figura No. 13. Modelo de análisis por Bishop simplificado en la condición Estática para el sistema Soil Nailing en Purruja. Factor de seguridad es de 2,322.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

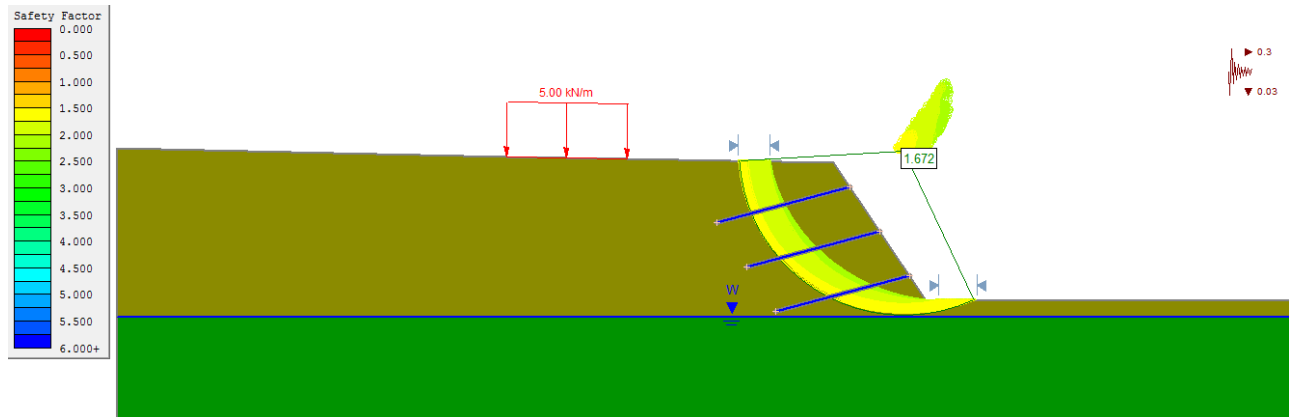


Figura No. 14. Modelo de análisis por Bishop simplificado en la condición Pseudoestática para el sistema Soil Nailing en Purruja. Factor de seguridad de 1,672.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Método de análisis de estabilidad Janbú simplificado

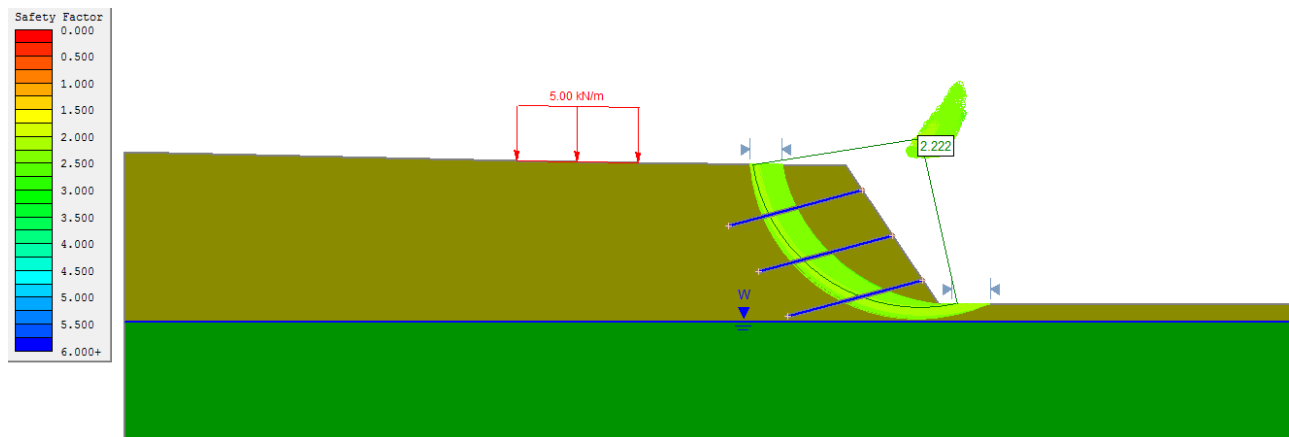


Figura No. 15. Modelo de análisis por Janbú simplificado en la condición Estática para el sistema Soil Nailing en Purruja. Factor de seguridad de 2,222.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

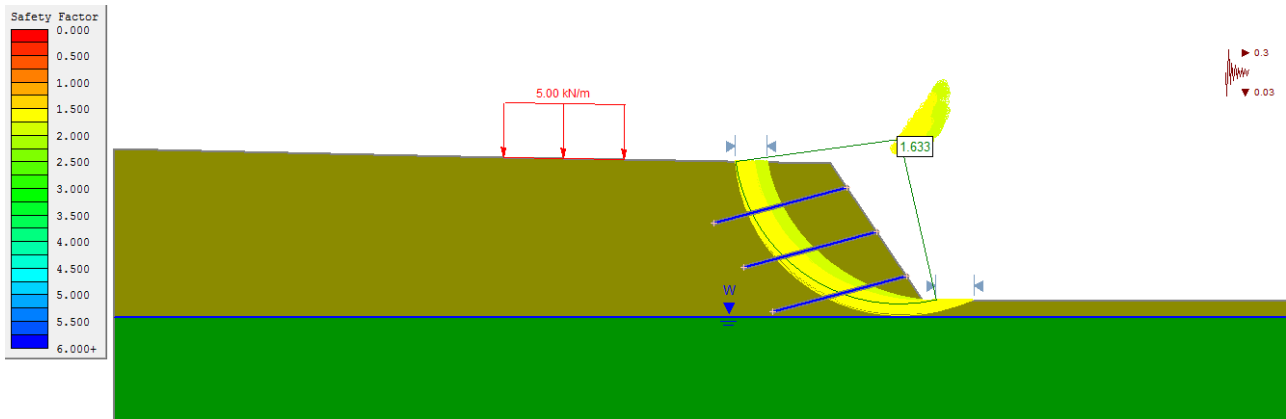


Figura No. 16. Modelo de análisis por Janbú simplificado en la condición Pseudoestática para el sistema Soil Nailing en Purruja. Factor de seguridad de 1,633.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Central telefónica Cerro Savegre

Modelo de análisis de estabilidad del terreno sin anclajes

Análisis de estabilidad a corto plazo

Método de análisis de estabilidad Fellenius

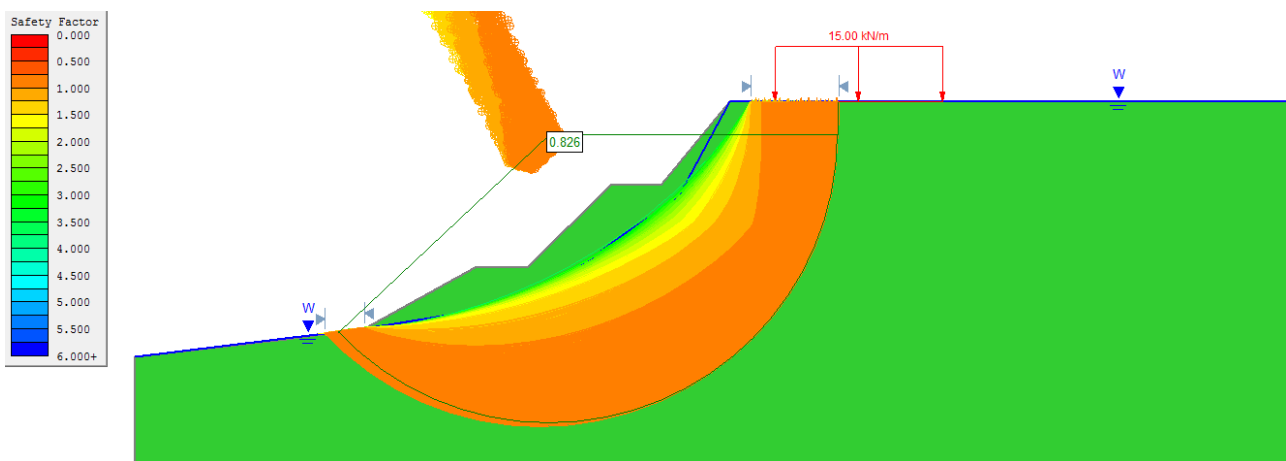


Figura No. 17. Modelo de análisis por Fellenius para corto plazo en la condición Estática y con el terreno natural en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 0,826.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

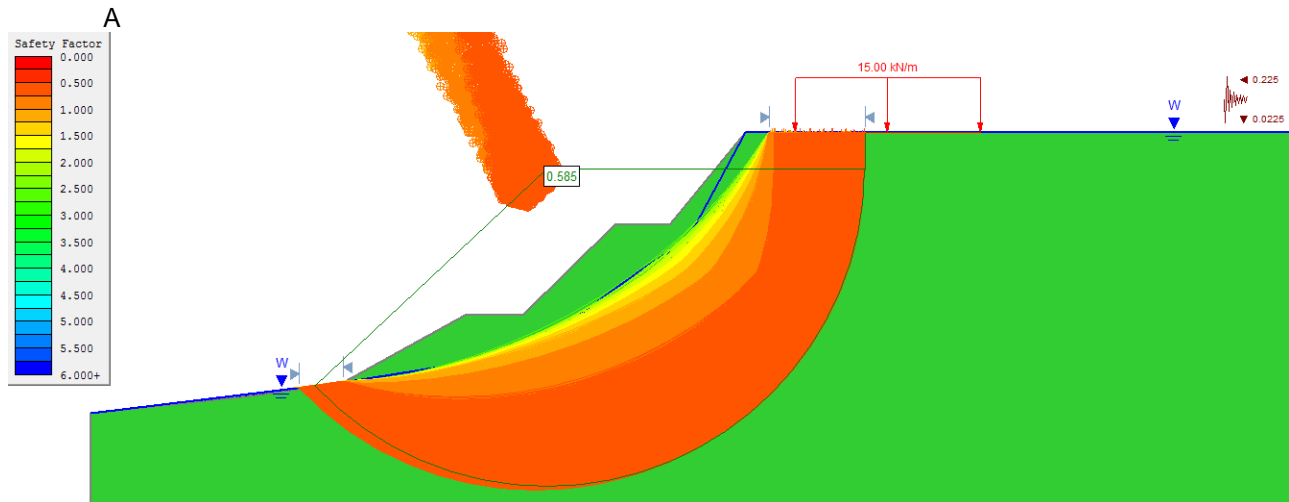


Figura No. 18. Modelo de análisis por Fellenius para corto plazo en la condición Pseudoestática y con el terreno natural en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 0,585.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Método de análisis de estabilidad Bishop simplificado

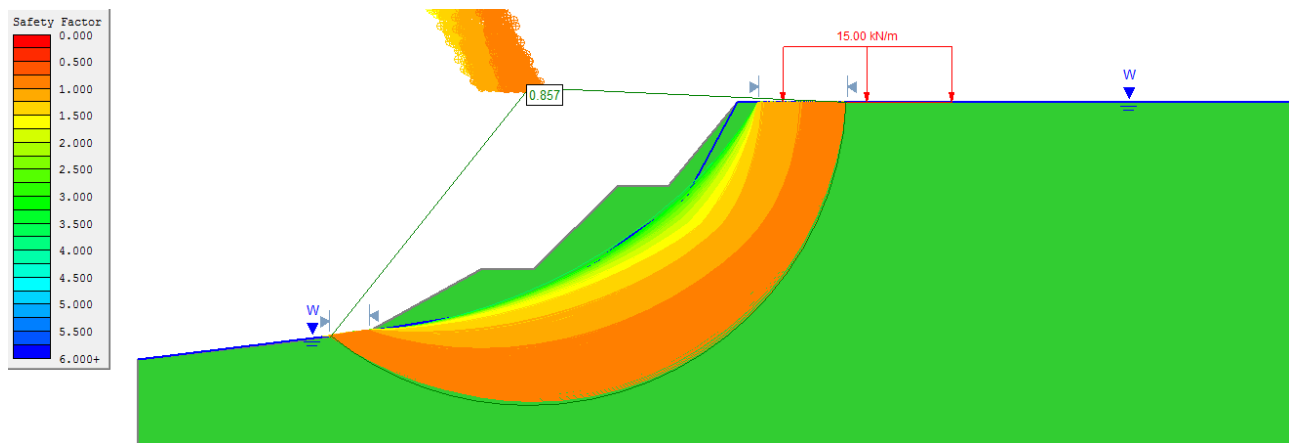


Figura No. 19. Modelo de análisis por Bishop simplificado para corto plazo en la condición Estática y con el terreno natural en Cerro Savegre. Factor de seguridad es de 0,857.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

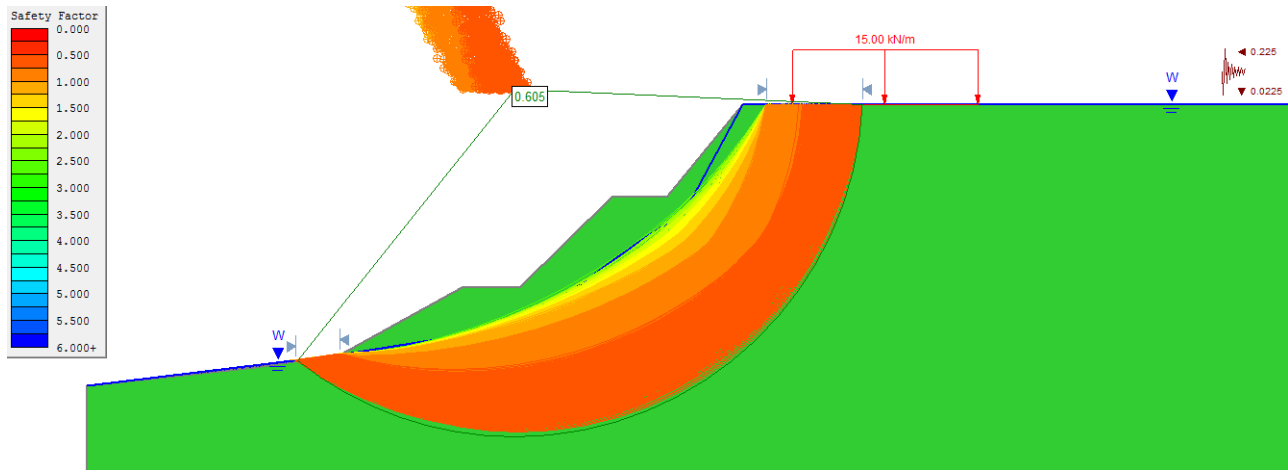


Figura No. 20. Modelo de análisis por Bishop simplificado para corto plazo en la condición Pseudoestática y con el terreno natural en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 0,605.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Método de análisis de estabilidad Janbú simplificado

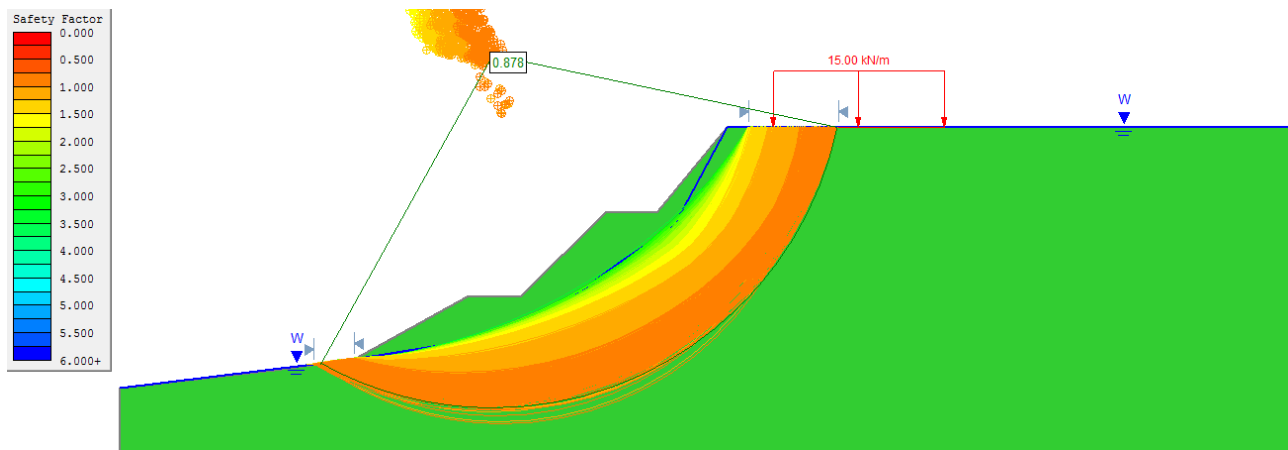


Figura No. 21. Modelo de análisis por Janbú simplificado para corto plazo en la condición Estática y con el terreno natural en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 0,878.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

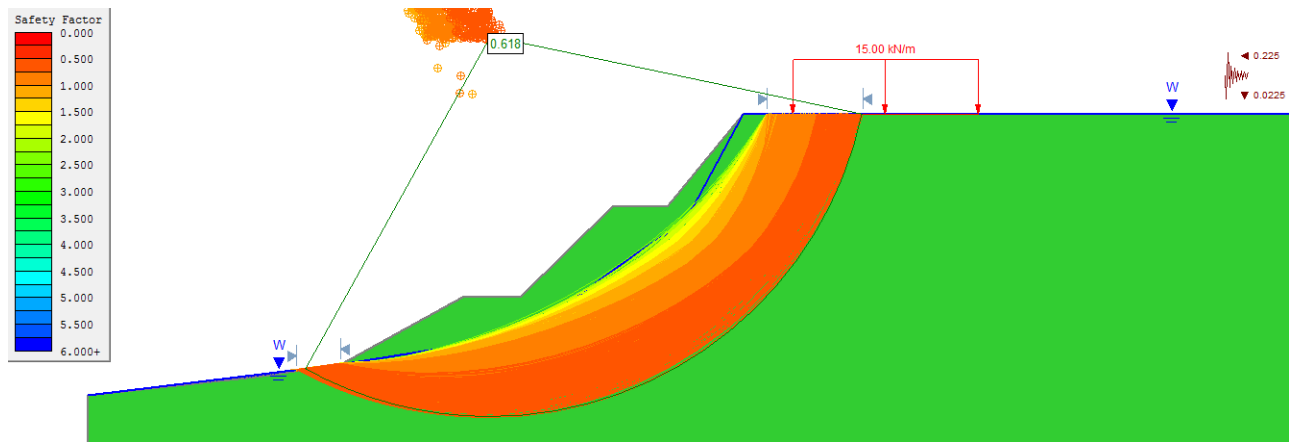


Figura No. 22. Modelo de análisis por Janbú simplificado para corto plazo en la condición Pseudoestática y con el terreno natural en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 0,618.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Análisis de estabilidad a largo plazo

Método de análisis de estabilidad Fellenius

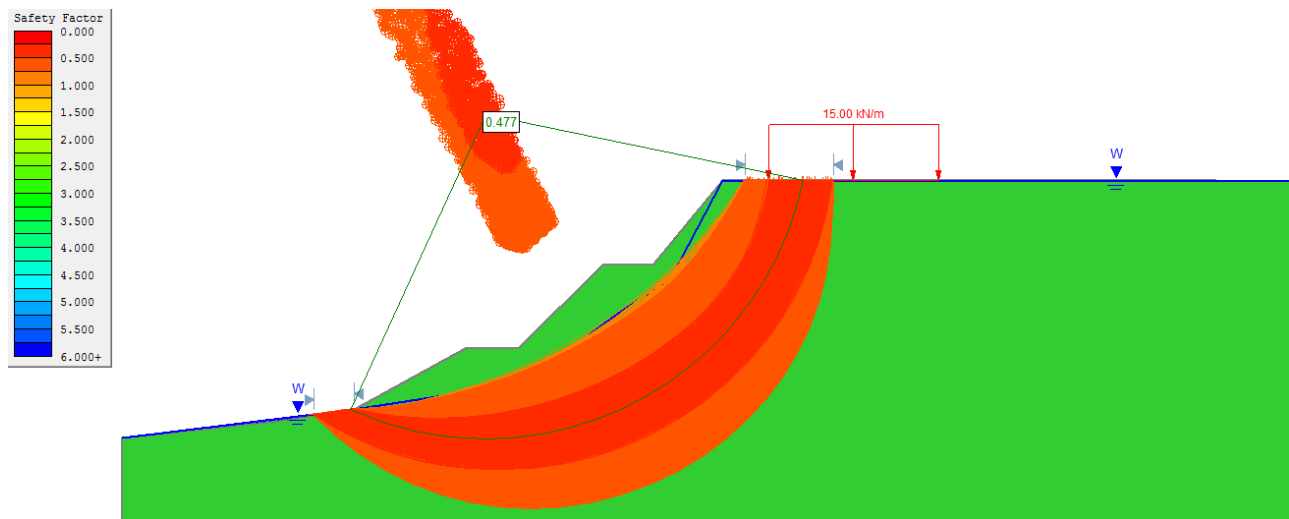


Figura No. 23. Modelo de análisis por Fellenius para largo plazo en la condición Estática y con el terreno natural en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 0,477.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

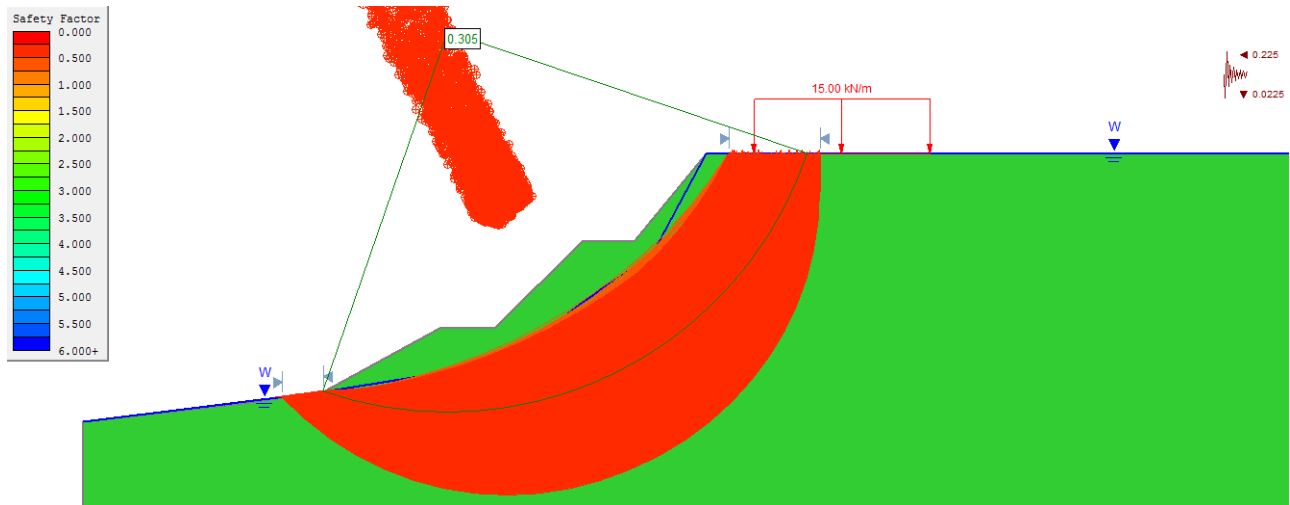


Figura No. 24. Modelo de análisis por Fellenius para largo plazo en la condición Pseudoestática y con el terreno natural en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 0,305.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Método de análisis de estabilidad Bishop Simplificado

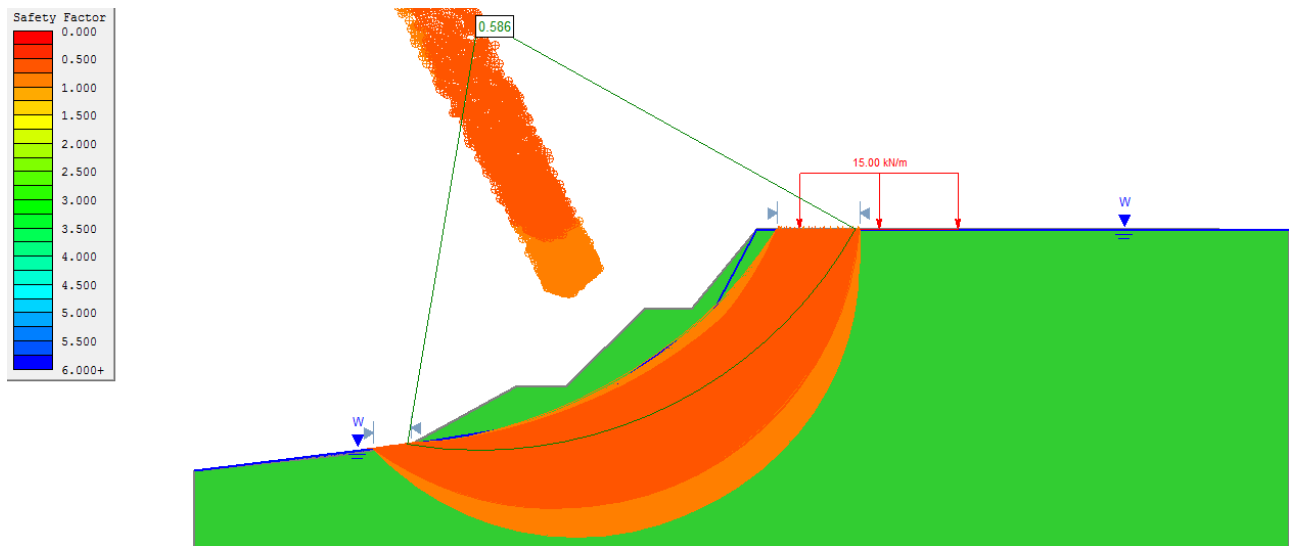


Figura No. 25. Modelo de análisis por Bishop simplificado para largo plazo en la condición Estática y con el terreno natural en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 0,586.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

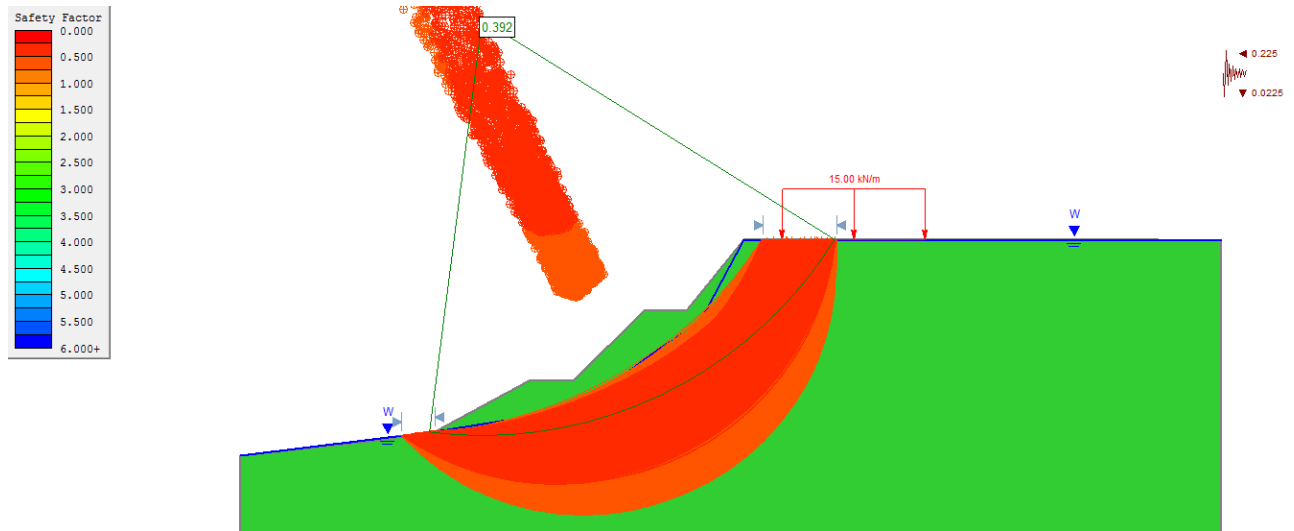


Figura No. 26.. Modelo de análisis por Bishop simplificado para largo plazo en la condición Pseudoestática y con el terreno natural en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 0,392.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Método de análisis de estabilidad Janbú simplificado

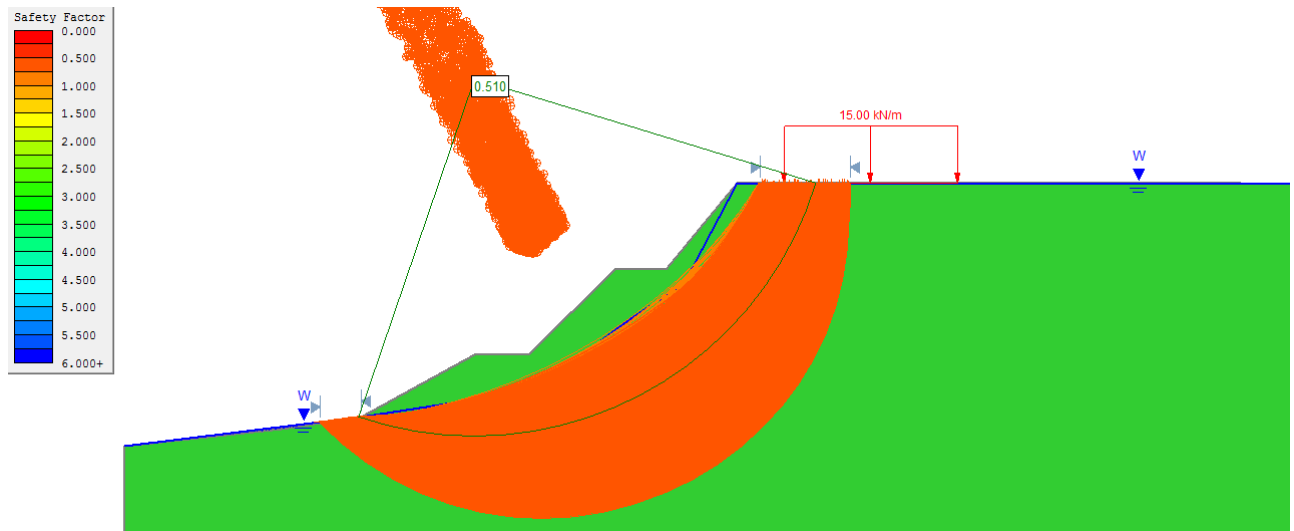


Figura No. 27. Modelo de análisis por Janbú simplificado para largo plazo en la condición Estática y con el terreno natural en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 0,510.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

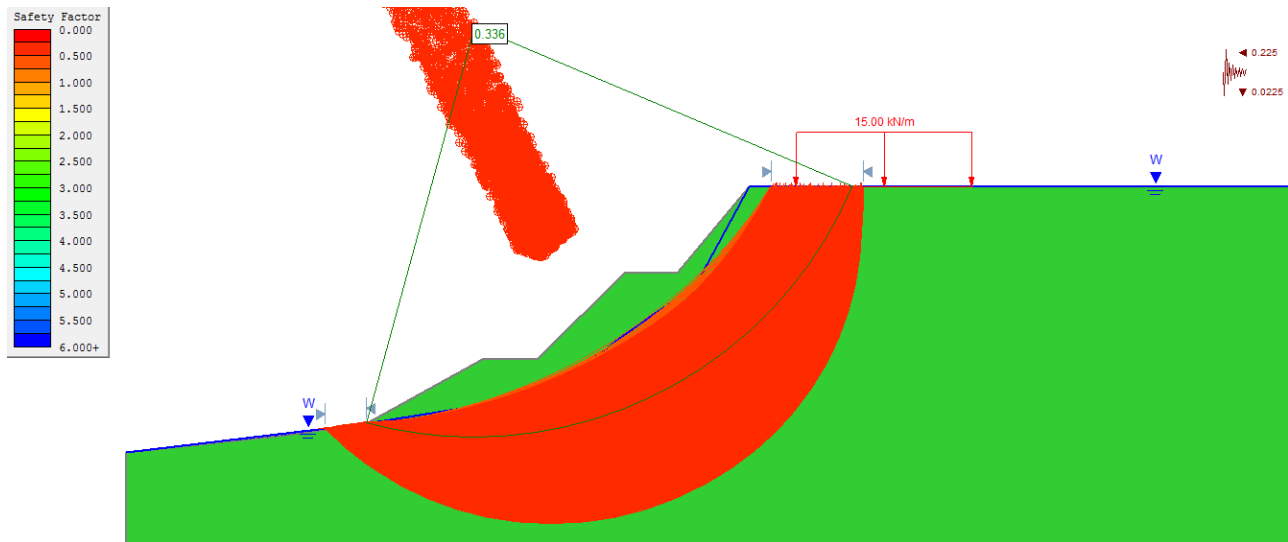


Figura No. 28. Modelo de análisis por Janbú simplificado para largo plazo en la condición Pseudoestática y con el terreno natural en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 0,336.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Modelo de análisis de estabilidad con la inclusión de anclajes

Análisis de estabilidad a corto plazo

Método de análisis de estabilidad Fellenius

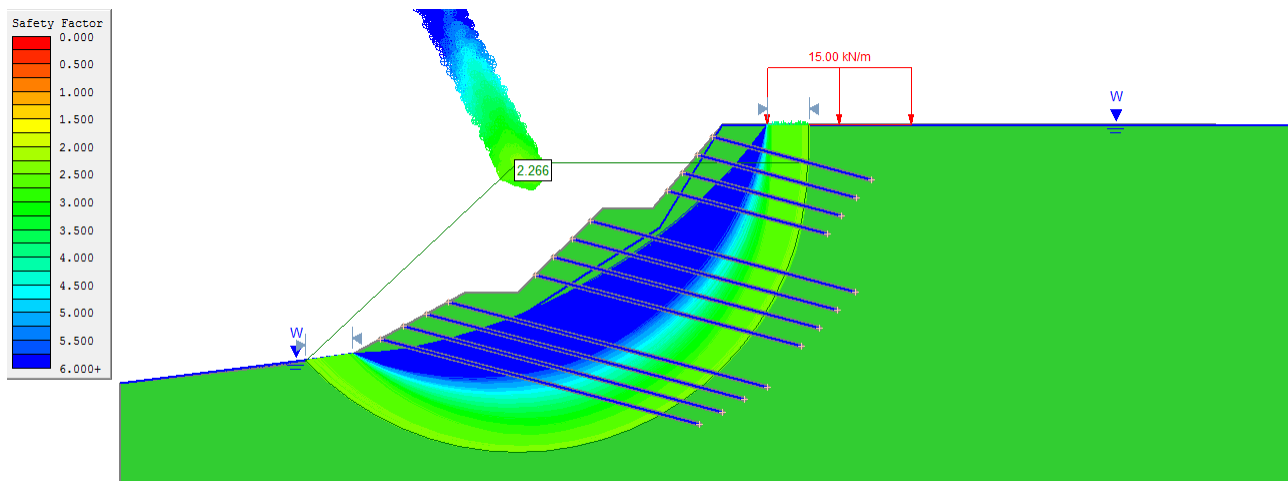


Figura No. 29. Modelo de análisis por Fellenius para corto plazo en la condición Estática con el sistema Soil Nailing en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 2,266.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

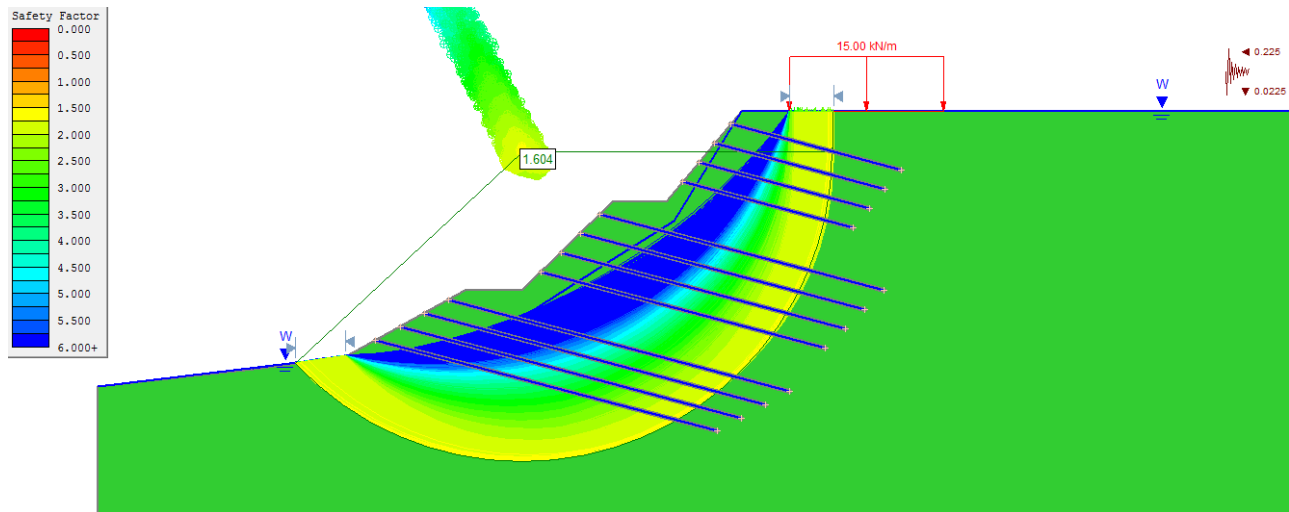


Figura No. 30. Modelo de análisis por Fellenius para corto plazo en la condición Pseudoestática con el sistema Soil Nailing en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 1,604.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Método de análisis de estabilidad Bishop simplificado

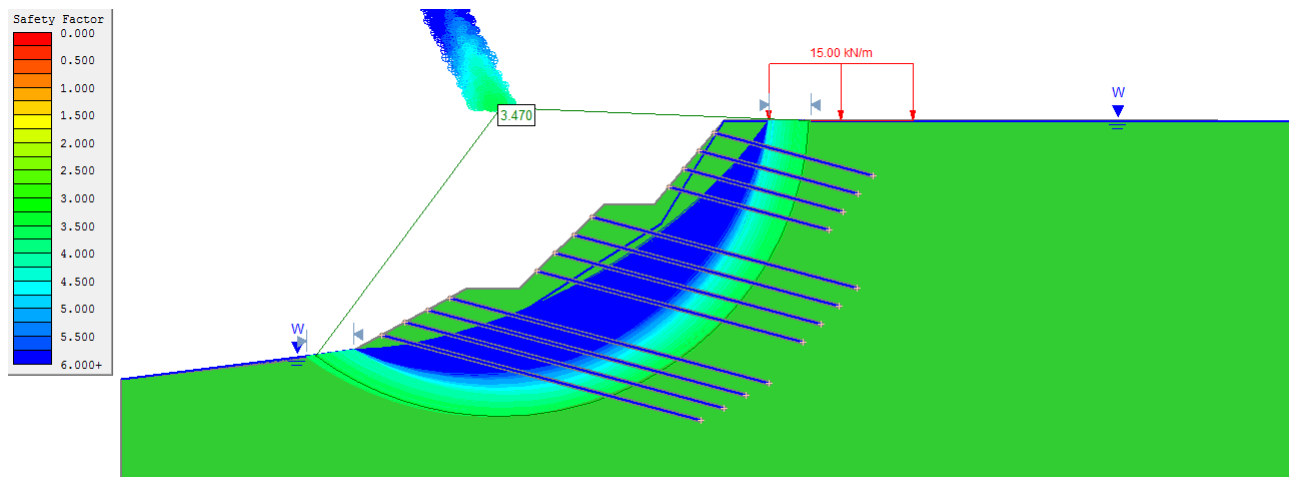


Figura No. 31. Modelo de análisis por Bishop simplificado para corto plazo en la condición Estática con el sistema Soil Nailing en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 3.470.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

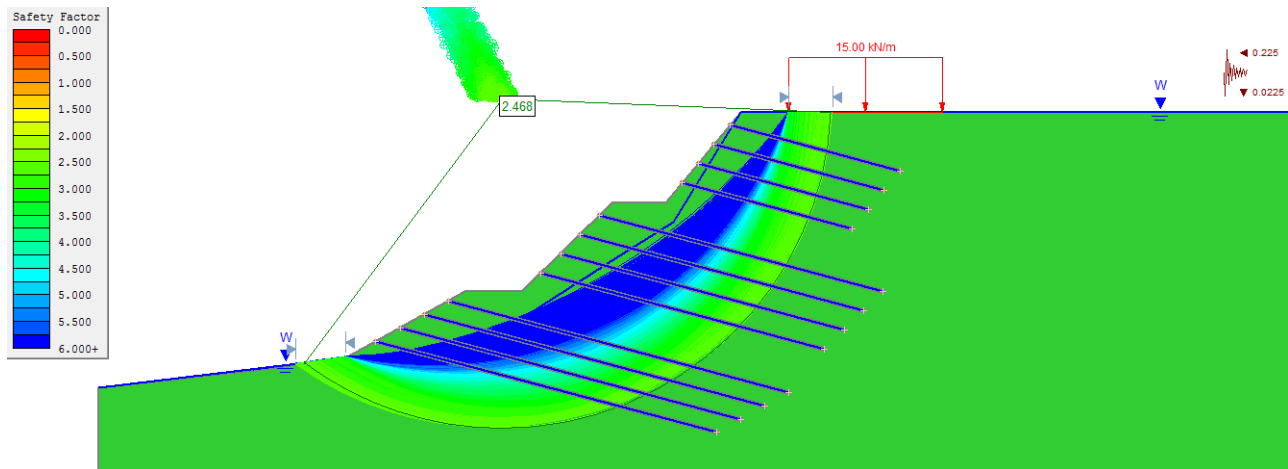


Figura No. 32. Modelo de análisis por Bishop simplificado para corto plazo en la condición Pseudoestática con el sistema Soil Nailing en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 2,468.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Método de análisis de estabilidad Janbú simplificado

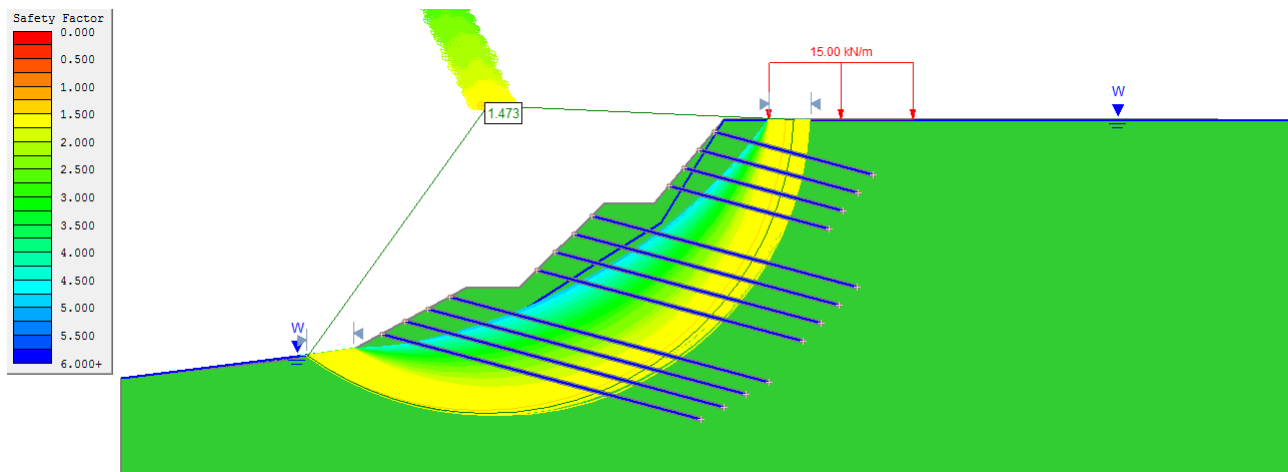


Figura No. 33. Modelo de análisis por Janbú Simplificado para corto plazo en la condición Estática con el sistema Soil Nailing en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 1,473.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

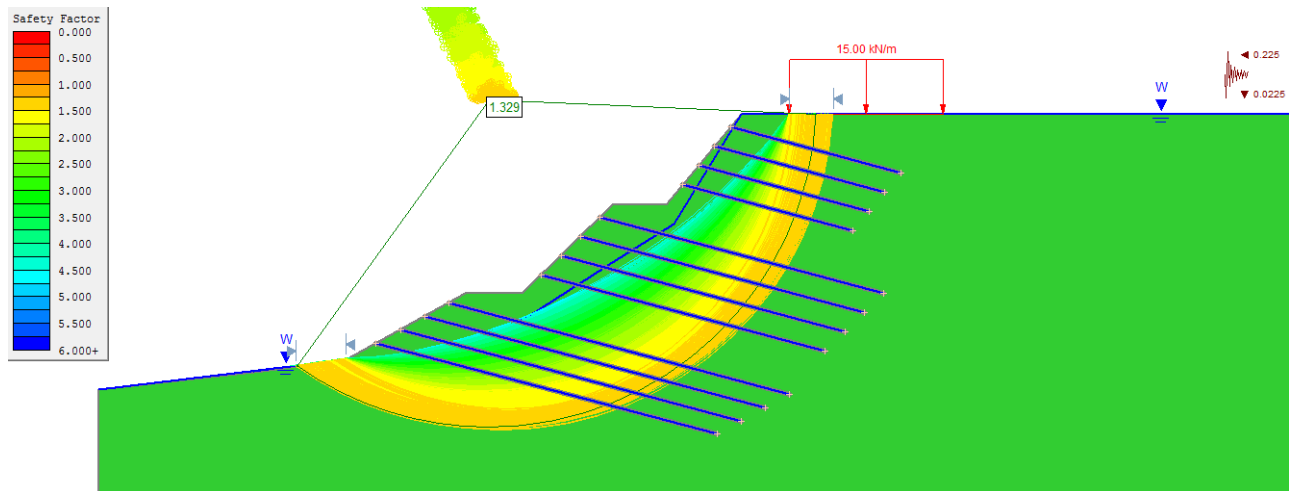


Figura No. 34. Modelo de análisis por Janbú simplificado para corto plazo en la condición Pseudoestática con el sistema Soil Nailing en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 1,329.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Análisis de estabilidad a largo plazo

Método de análisis de estabilidad Fellenius

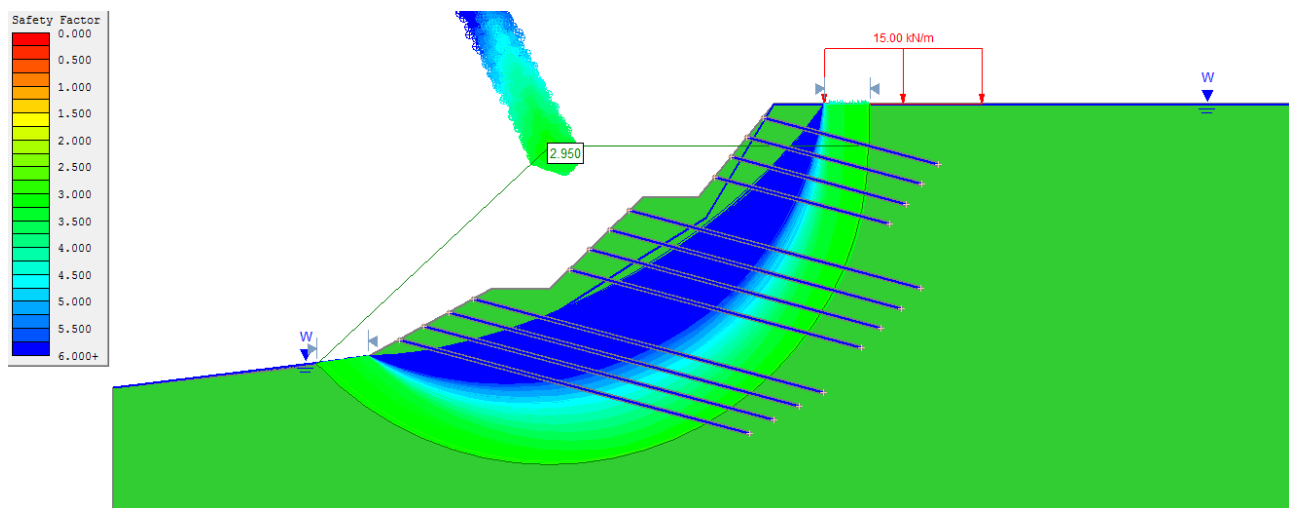


Figura No. 35. Modelo de análisis por Fellenius para largo plazo en la condición Estática con el sistema Soil Nailing en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 2,950.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

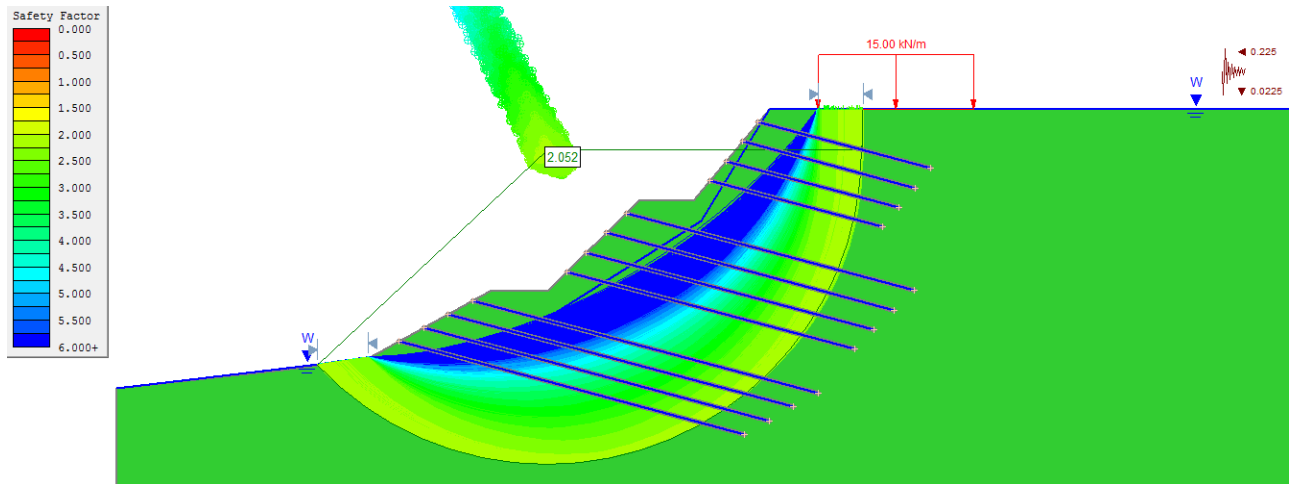


Figura No. 36. Modelo de análisis por Fellenius para largo plazo en la condición Pseudoestática con el sistema Soil Nailing en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 2,052.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Método de análisis de estabilidad Bishop simplificado

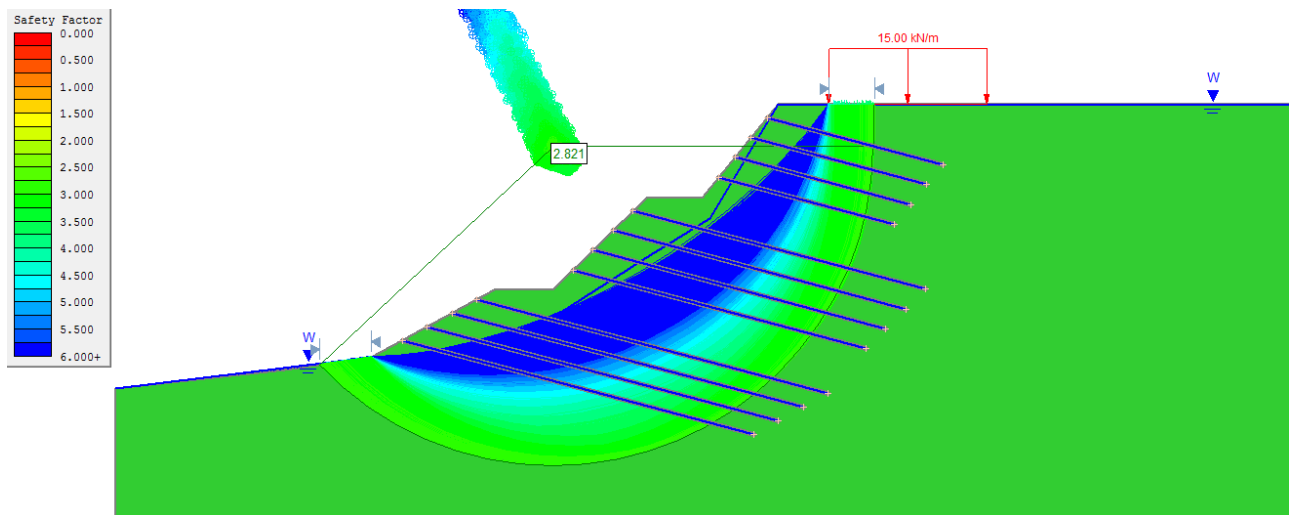


Figura No. 37. Modelo de análisis por Bishop simplificado para largo plazo en la condición Estática con el sistema Soil Nailing en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 2,821.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

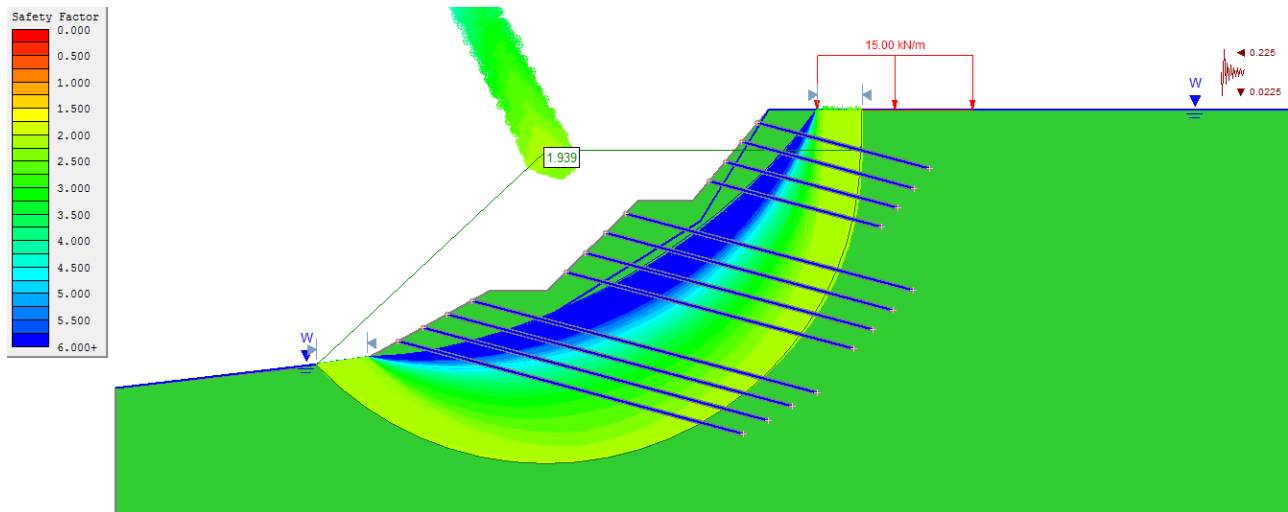


Figura No. 38. Modelo de análisis por Bishop simplificado para largo plazo en la condición Pseudoestática con el sistema Soil Nailing en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 1,939.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Método de análisis de estabilidad Janbú simplificado

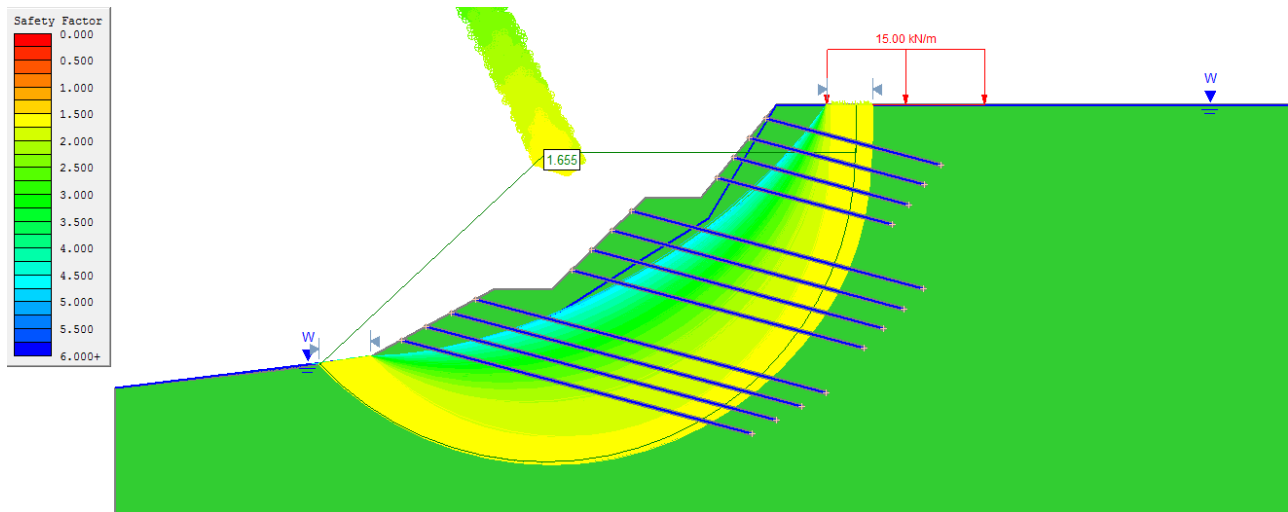


Figura No. 39. Modelo de análisis por Janbú simplificado para largo plazo en la condición Estática con el sistema Soil Nailing en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 1,655.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

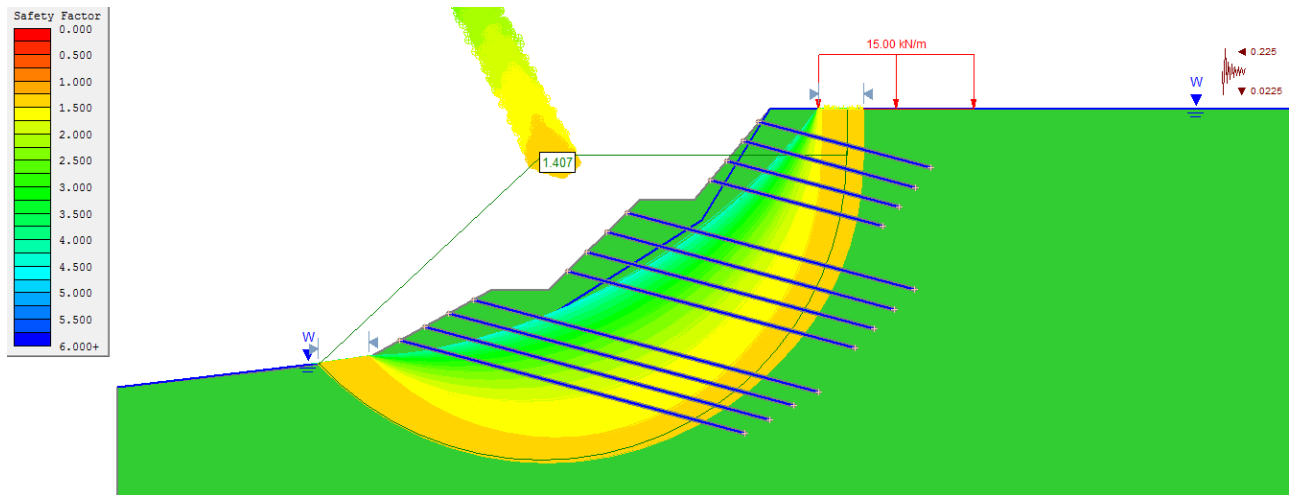


Figura No. 40. Modelo de análisis por Janbú simplificado para largo plazo en la condición Pseudoestática con el sistema Soil Nailing en Cerro Savegre. Factor de seguridad de 1,407.
Fuente: Elaboración propia en el programa Slide.

Apéndice 3. Hojas de Excel de diseño estructural Radio Base Purruja

| | | |
|---|-----------------------------|---|
| Proyecto Estabilización de talud en Radio base Purruja, Golfito. | |  |
| Elaborado por | Juan Carlos Campos Vallejos | |
| Ingeniería Operativa en Telecomunicaciones | | |

Propuesta de diseño de un sistema de anclajes pasivos con un muro de concreto lanzado como control anti-erosión.

suario inserta datos en celdas con borde y relleno color naranja, como el siguiente

1.-) Parámetros de diseño

1.1.-) CARACTERÍSTICAS DEL TALUD

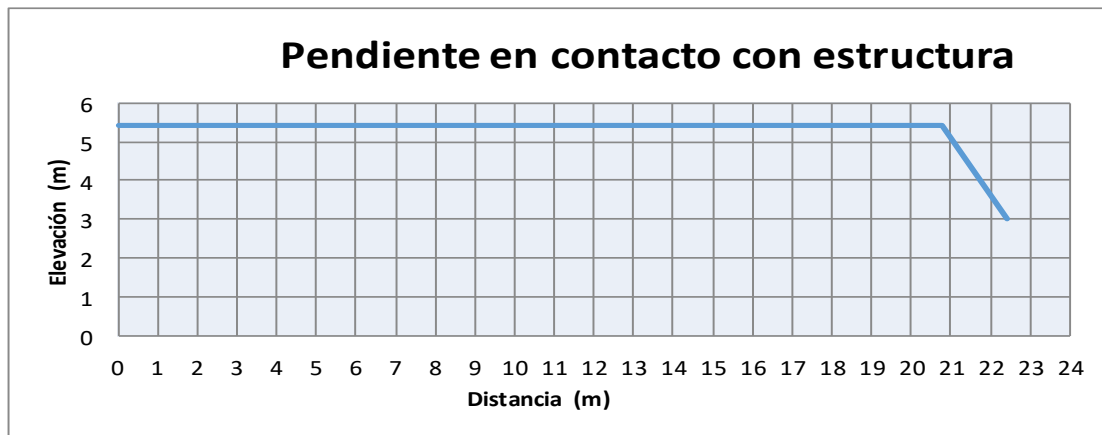
| Parámetros del talud | | |
|---|----------|------|
| Altura de talud (m) | H | 4,0 |
| Inclinación de talud posterior (°) (Con respecto a la horizontal) | α | 56,3 |
| Inclinación cara de talud (°) (Con respecto a la vertical) | θ | 33,7 |

Determinación de pendiente de talud

Se propone una reducción de la pendiente del talud, debido a que las pendientes máximas comunes para una estabilidad natural, son de 1:1.5. Además, a falta del estudio topográfico se diseña para la condición más crítica. Suponiendo que la primera pendiente es ligeramente superior a la unidad, se considera un terreno horizontal (pendiente nula) ya que el modelo en Slide no genera las condiciones más representativas de la realidad.

| | | |
|--------------------------------------|------------|------|
| Pendiente 1 del terreno de radiobase | $\alpha 1$ | 0,0 |
| Pendiente 2 del talud conformado | $\alpha 2$ | 56,3 |

| Puntos obtenidos del modelo geotécnico (Figura 6. Estudio Geotécnico). | | |
|--|--------------|--------------|
| | Coordenada X | Coordenada Y |
| Punto 1 | 0 | 5,4 |
| Punto 2 | 20,8 | 5,4 |
| Punto 3 | 22,4 | 3 |



1.2.-) CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

| Parámetros del suelo para diseño ingenieril | | |
|---|----------------|------|
| Cohesión (kN/m ²) | C _U | 19,6 |
| Angulo phi (°) | φ _U | 0,0 |
| Peso unitario (kN/m ³) | γ | 16,7 |
| Esfuerzo último de unión (kN/m ²) | | 60,0 |

TABLE 3.3
ULTIMATE BOND STRESS - COHESIVE SOILS

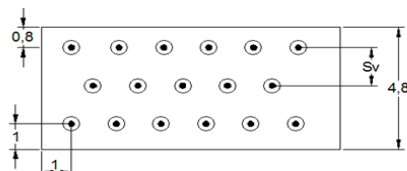
| Construction Method | Soil Type | Unit Ultimate Bond Stress kN/m ² (psi) |
|---------------------|-------------------|--|
| Open Hole | Stiff Clay | 40 - 60 (6.0-8.5) |
| | Stiff Clayey Silt | 40 - 100 (6.0-14.5) |
| | Stiff Sandy Clay | 100 - 200 (16.5-29.0) |

1.3.-) CARACTERÍSTICAS DE LA PANTALLA DE CONCRETO

| Pantalla de concreto | | |
|--|--------------------|-------------------|
| Espaciamiento horizontal de pernos (m) | S _H | 1,50 |
| Espaciamiento vertical de pernos (m) | S _V | 1,50 |
| Espesor de pantalla de concreto (mm) | h _C | 120,00 |
| Resistencia a la compresión de concreto (KN/cm ²) (A/C = 0.45) | f' _c | 2,35 |
| Tipo de malla electrosoldada | | 152x152 MW19xMW19 |
| Separación de las celdas | mm | 152 |
| Área de varilla | mm ² /m | 18,7 |
| Módulo de Fluencia WWM | kN/cm ² | 27,44 |

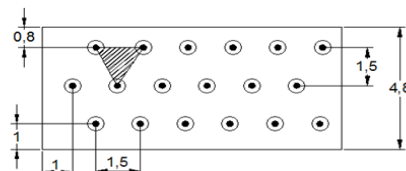
TABLE 4.1
COMMON STYLES OF METRIC WELDED WIRE REINFORCEMENT
WITH EQUIVALENT US CUSTOMARY UNITS¹

| Metric Styles (MW = Plain Wire) ² | A (mm ² /m) | Wt. (kg/m ²) | Equivalent US Customary Styles (W= Plain Wire) ³ | A (in ² /ft) | Wt. (lbs/ft ²) |
|---|---------------------------|-----------------------------|---|----------------------------|-------------------------------|
| 102x102 - MW9xMW9 | 88.9 | 1.51 | 4x4 - W1.4xW1.4 | 0.042 | 3.1 |
| 102x102 - MW13xMW13 | 127.0 | 2.15 | 4x4 - W2.0xW2.0 | 0.060 | 4.4 |
| 102x102 - MW19xMW19 | 184.2 | 3.03 | 4x4 - W2.9xW2.9 | 0.087 | 6.2 |
| 102x102 - MW26xMW26 | 254.0 | 4.30 | 4x4 - W4.0xW4.0 | 0.120 | 8.8 |
| 152x152 - MW9xMW9 | 59.3 | 1.03 | 6x6 - W1.4xW1.4 | 0.028 | 2.1 |
| 152x152 - MW13xMW13 | 84.7 | 1.46 | 6x6 - W2.0xW2.0 | 0.040 | 3.0 |
| 152x152 - MW19xMW19 | 122.8 | 2.05 | 6x6 - W2.9xW2.9 | 0.058 | 4.2 |
| 152x152 - MW26xMW26 | 169.4 | 2.83 | 6x6 - W4.0xW4.0 | 0.080 | 5.8 |



$$1\text{m}^2 < S_h * S_v \leq 4\text{m}^2$$

Espaciamento de anclajes
Propuesta provisional



$$1\text{m}^2 < 4\text{m}^2 \leq 4\text{m}^2$$

Espaciamento de anclajes
Propuesta provisional

1.4.-) CARACTERÍSTICAS DE LOS PERNOS DE ANCLAJES

| Detalle de anclajes | | | |
|----------------------------|------------------------------|----------------------------|------|
| Longitud de pernos (m) | | L | 4 |
| Varilla # | | ASTM-A706 | #5 |
| | Área transversal de varilla | cm ² | 1,99 |
| Acero de refuerzo Grado | | 60 | |
| | Módulo de Fluencia | kN/cm ² | 42,2 |
| Concreto de inyección | | A/C = 0.4 | |
| | Resistencia a la compresión | kN/cm ² | 2,1 |
| Método de perforación (3") | | Rotomartillo, Core Dirllc. | |
| | Diametro de perforación (mm) | D _{Gc} | 76,2 |

Longitud de anclaje

Deben considerar la fricción necesaria para unir la superficie de falla del talud a la superficie resistente. De acuerdo al modelo de Slide, la superficie de falla está cercana a la cara del talud, por lo tanto, la longitud de los pernos no será muy elevada.

Inclinación del anclaje

La inclinación de los anclajes debe ser considerada para permitir la fluidez de la lechada de concreto pobre en la perforación. La inclinación típica utilizada en el ambiente construcción varía de 10 a 20 grados. Menos de 10 grados, se expone a que el mortero no haga su correcto recorrido y por lo tanto se generan vacíos que disminuyen el esfuerzo de unión suelo-anclaje, mayor de 20 grados no es recomendable, ya que la componente vertical de la tensión del anclaje se hace muy grande y entonces debería ser considerada para el diseño de la pantalla.

1.5.-) CARACTERÍSTICAS DE LA PLACA DE ACERO A36

| Detalle de placa metálica | | | |
|---|-----------------------------|--------------------|-------|
| Ancho de placa (mm) | | b _{PL} | 200 |
| Espesor de placa (mm) | | t _{PL} | 6,35 |
| Placa de acero Grado (A36) (41,1 kN/cm ²) | | 60 | |
| Cantidad | | 4 | |
| Acero de refuerzo por punzonamiento GRADO 40 | | ASTM-A615 | #3 |
| | Módulo de Fluencia WWM | kN/cm ² | 27,44 |
| Cantidad | | 4 | |
| | Diámetro de varilla | cm | 0,95 |
| | Área transversal de varilla | cm ² | 2,84 |

2.-) Revisión de diseño preliminar del muro en el talud

2.1.-) Factorización de propiedades del suelo (Cohesión y Ángulo de fricción)

| | | |
|----------------------------|---|---|
| Factor de Seguridad | F | 2 |
|----------------------------|---|---|

| | | | |
|------------------------------------|------|---|-------|
| Cohesión (C_U) | | Angulo de fricción (ϕ_U) | |
| $c_D = c_U / (F\gamma H)$ | | $\phi_D = \tan^{-1}[\tan(\phi_U)/F]$ | |
| C_D | 0,15 | ϕ_D | 0,0 |
| | | Tan(ϕ_D) (para gráfico) | 0,000 |

Para la determinación de la tensión TD, se hace uso del cuadro 1A para un talud trasero de 0°. El cuadro se puede encontrar en la pág 176 del manual FHWA.

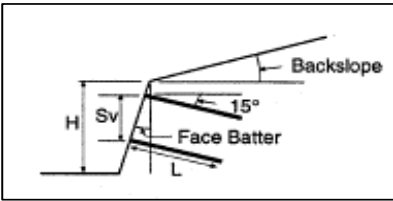
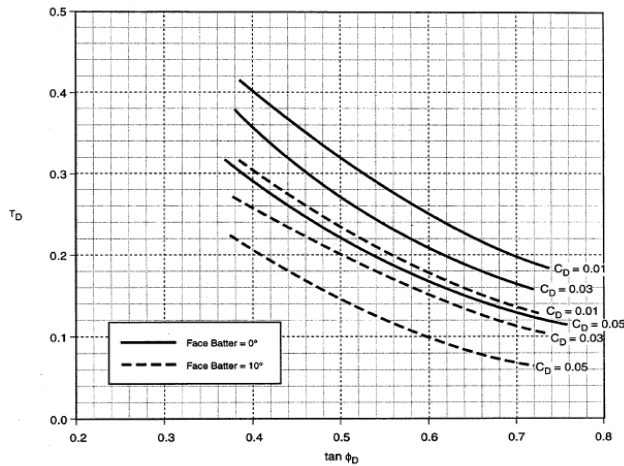


Figure 5.31A Preliminary Design Chart 1A Backslope = 0°

| | |
|---|------------|
| Tensión TD (adimensional) | |
| De Gráfica A. Cuadro 1A de manual de diseño | T_D 0,20 |

2.2.-) Determinación de área de varilla necesaria:

A partir de la ecuación de TD, se despeja la tensión nominal T_{NN}, para que con ella se determine el área transversal de acero a soportar la tensión real.

$$T_D = \alpha_N T_{NN} / (\gamma H S_V S_H) \rightarrow T_{NN} = \gamma H S_V S_H T_D / \alpha_N$$

Para calcular la tensión nominal requerida, se determina un factor de resistencia de la barra en la condición estática, a partir del siguiente cuadro de información.

| Elemento | Factor de resistencia (Condición estática) α |
|--|---|
| Resistencia de cabeza de anclaje | $\alpha_F = 0,67$ |
| Resistencia a la tensión de la varilla de anclaje | $\alpha_N = 0,55$ |
| Resistencia a la extracción de interfase suelo-lechada | $\alpha_Q = 0,50$ |
| Suelo | $F = 1,35$ |

| | | |
|--|------------|------|
| Factor de resistencia de la barra | α_N | 0,55 |
| Tensión Nominal Requerida (T_{NN}) | 55 | kN |

Para determinar el área de acero se utilizará la siguiente fórmula

$$(A_B) = T_{NN}/F_y$$

Área de acero transversal mínimo ($A_{B, \min}$)

1,29

cm²

Verificación de Propuesta de diametro de varilla de perno:

OK

2.3.-) Determinación de longitud de anclaje necesaria:

Para la revisión de longitudes de anclajes, se pretende estudiar la resistencia al arrancamiento, para verificar que la longitud propuesta es viable.

$$Q_D = \alpha_Q Q_U / (\gamma S_V S_H)$$

Para calcular la resistencia al arrancamiento, se determina un factor de resistencia de extracción en la condición estática, a partir del siguiente cuadro de información.

| Elemento | Factor de resistencia (Condición estática) α |
|--|---|
| Resistencia de cabeza de anclaje | $\alpha_F = 0,67$ |
| Resistencia a la tensión de la varilla de anclaje | $\alpha_N = 0,55$ |
| Resistencia a la extracción de interfase suelo-lechada | $\alpha_Q = 0,50$ |
| Suelo | F = 1,35 |

Factor de resistencia de extracción

α_Q

0,50

Esfuerzo último de arrancamiento (kN/m)

Q_u

14,36

Resistencia al arrancamiento (adimensional)

Q_D

0,19

Relación para lectura de gráfico

T_D/Q_D

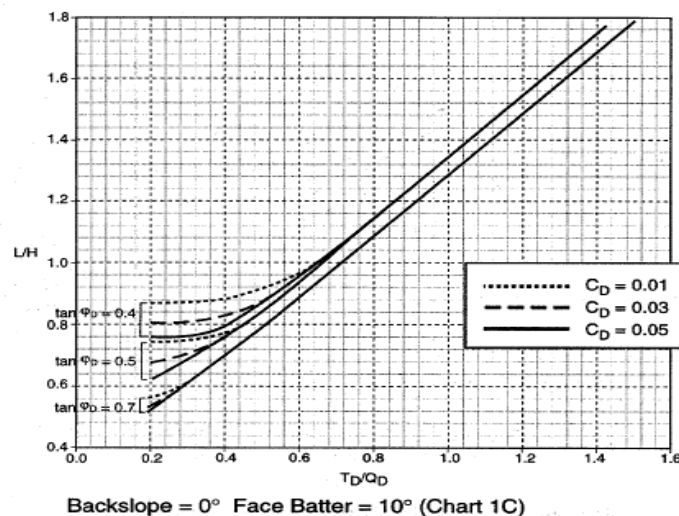
1,04

Relación L/H

De Gráficas B y C del Manual de diseño (Cuadro 1C. Pág 177)

L/H

1,0



| | | |
|--|-----|---|
| Longitud mínima de anclaje (L_{MIN}) | 4,0 | m |
|--|-----|---|

Verificación de Propuesta de longitud de anclaje: **OK**

Por lo tanto se colocarán anclajes con longitud (m) de **4,0**

3.-) Revisión de resistencia en la pantalla de concreto

3.1.-) Resistencia a la flexión en la cabeza del anclaje:

Para revisar la flexión en la pantalla de concreto, se estudiarán los momentos generados por el empuje de tierra en los elementos soportantes, para determinar su

Cálculo de momentos en la pantalla

Para hacer el cálculo de los momentos en la pantalla, se utilizará la siguiente fórmula:
$$m_v = \frac{A_s F_y \gamma}{b} \left(d - \frac{A_s F_y}{1.7 f'_c b} \right)$$

Teniendo en cuenta que $b = S_H$

| Momento vertical positivo | | |
|---------------------------|-------|-----------------|
| $A_{S,POS}$ | 184,5 | mm ² |
| $M_{V,POS}$ | 1,997 | kN-m/m |

| Momento vertical negativo | | |
|---------------------------|-------|-----------------|
| $A_{S,NEG 1}$ | 184,5 | mm ² |
| $A_{S,NEG 2}$ | 284,0 | mm ² |
| $M_{V,NEG}$ | 4,959 | kN-m/m |

Resistencia Nominal en flexión en la Cabeza del Anclaje (T_{FN})

Para hacer el cálculo de la resistencia nominal en la cabeza del anclaje, se utilizará la siguiente
$$T_{FN} = C_F (m_{V,NEG} + m_{V,POS}) \left(\frac{8 S_H}{S_V} \right)$$

Para realizar el cálculo de la TFN, se estima un factor (CF) que considera el efecto de la presión no uniforme del suelo actuando detrás de la cara del muro (ver siguiente cuadro).

| | |
|----|---|
| CF | 1 |
|----|---|

TABLE 4.2
FACING PRESSURE FACTORS
RECOMMENDED VALUES FOR DESIGN

| Nominal Facing Thickness (mm) | Temporary Facings | | Permanent Facings | |
|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S |
| 100 | 2.0 | 2.5 | 1.0 | 1.0 |
| 150 | 1.5 | 2.0 | 1.0 | 1.0 |
| 200 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

Resistencia nominal en la cabeza del anclaje (T_{FN}) 55,6 kN

3.2.-) Resistencia al punzonamiento V_n :

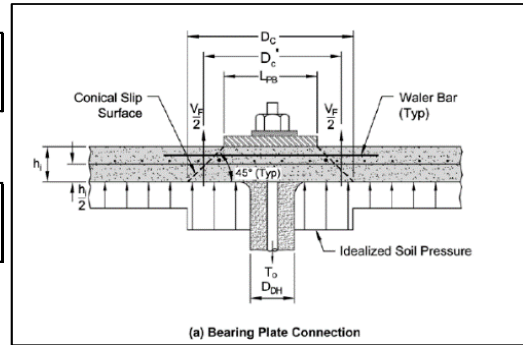
Para hacer el cálculo del punzonamiento en la cara, se utilizará la siguiente fórmula:
$$V_N = 0.33 \sqrt{f'_c} (\text{MPa}) (\pi) (D'_c) (h_c)$$

| | | |
|--|--------|--------|
| Diámetro equivalente de superficie de deslizamiento (mm) | D'_C | 320,00 |
|--|--------|--------|

$$D'_C = b_{PL} + h_C$$

| | | |
|--|-------|--------|
| Diámetro de superficie de deslizamiento (mm) | D_C | 440,00 |
|--|-------|--------|

$$D'_C = D_C - h_C$$



| | | |
|---------------------------------------|--------------|-----------|
| Punzonamiento V_N | 193,1 | kN |
|---------------------------------------|--------------|-----------|

Resistencia Nominal al punzonamiento de Cabeza de Anclaje (T_{FN})

Para el cálculo de la resistencia nominal al punzonamiento, se utiliza la siguiente fórmula:

$$T_{FN} = V_N \left(\frac{1}{1 - C_S(A_C - A_{GC}) / (S_V S_H - A_{GC})} \right)$$

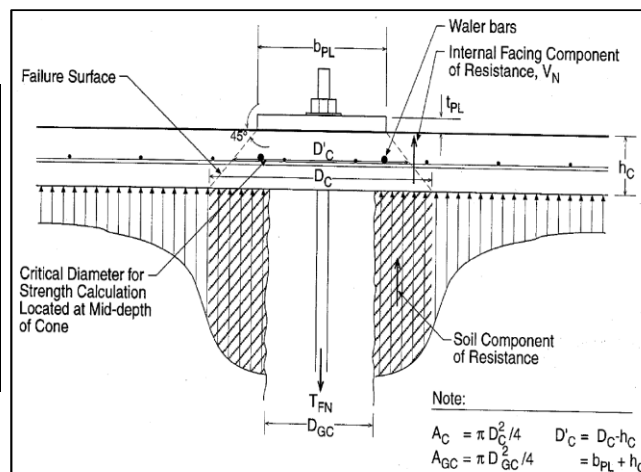
Para realizar el cálculo de la T_{FN} , se estima un factor (C_S) que considera el efecto de la presión no uniforme del suelo actuando detrás de la cara del muro (ver siguiente cuadro).

| | |
|----|---|
| CS | 1 |
|----|---|

TABLE 4.2
FACING PRESSURE FACTORS
RECOMMENDED VALUES FOR DESIGN

| Nominal Facing Thickness (mm) | Temporary Facings | | Permanent Facings | |
|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S |
| 100 | 2.0 | 2.5 | 1.0 | 1.0 |
| 150 | 1.5 | 2.0 | 1.0 | 1.0 |
| 200 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

| Áreas de superficie de falla: | | |
|--------------------------------|----------|---------------|
| A_C | 152053,1 | mm^2 |
| $A_C = 0.25(\pi)(D_C)^2$ | | |
| A_{GC} | 4560,4 | mm^2 |
| $A_{GC} = 0.25(\pi)(D_{GC})^2$ | | |



| | | |
|---|--------------|-----------|
| Resistencia nominal en la cabeza del anclaje T_{FN} | 206,6 | kN |
|---|--------------|-----------|

3.3.-) Resistencias actuantes en la cara del muro

| | Resistencia Nominal T_{FN} (kN) | Factor α_F | Resistencia admisible T_F (kN) |
|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------|-------------------------------------|
| Resistencia por flexión | 55,6 | 0,67 | 37,28 |
| Resistencia por punzonamiento | 206,6 | 0,67 | 138 |

Para encontrar la resistencia admisible T_F , se determina un factor de resistencia en la condición estática, a partir del siguiente cuadro de información, pág 121 del manual FHWA.

| Elemento | Factor de resistencia (Condición estática) α |
|--|---|
| Resistencia de cabeza de anclaje | $\alpha_F = 0,67$ |
| Resistencia a la tensión de la varilla de anclaje | $\alpha_N = 0,55$ |
| Resistencia a la extracción de interfase suelo-lechada | $\alpha_Q = 0,50$ |
| Suelo | $F = 1,35$ |

La resistencia máxima de diseño de anclajes es la menor entre la resistencia admisible por tensión y la resistencia admisible por punzonamiento

| | | |
|---|-------------|-----------|
| Resistencia máxima de diseño en la cara T_F | 37,3 | kN |
|---|-------------|-----------|

4.-) Revisión de la condición de servicio de la pantalla

Determinación de empuje activo sobre cabezas de anclaje:

Para realizar el cálculo de la carga de servicio sobre cabezas de anclaje, se hará uso de la siguiente $\dots \rightarrow t_F = F_F K_A \gamma H S_H S_V$

| | | |
|---|-------|------|
| Coeficiente de empuje activo (Método Coulomb, CCCR) | K_a | 0,49 |
|---|-------|------|

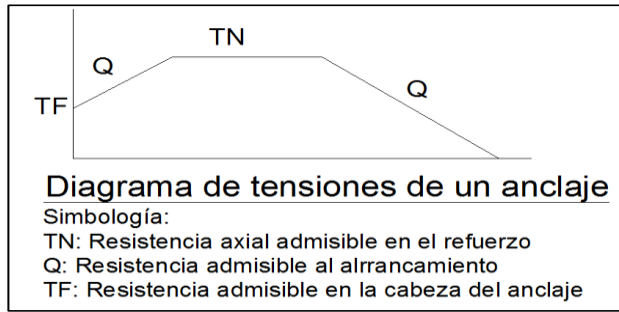
| | | |
|---|-------|------|
| Razón de esfuerzo de servicio y esfuerzo máximo esperable | F_F | 0,50 |
|---|-------|------|

| | | |
|--|--------------|-----------|
| Carga de servicio en la cabeza del anclaje t_F | 36,74 | kN |
|--|--------------|-----------|

5.-) Verificación de la condición de servicio de la pantalla

| Condición de la Pantalla (en la cabeza de los anclajes) | | | |
|---|------|----|---------------|
| Resistencia admisible T_F | 37,3 | kN | Cumple |
| Carga de servicio t_F | 36,7 | kN | |

6.-) Diagrama de esfuerzos en la longitud de los anclajes



Resistencia al arrancamiento admisible (Q_D)

Para realizar el cálculo de la resistencia de adherencia admisible, se hará uso de la siguiente $Q = \alpha_Q Q_U$

| | | |
|------------------------------------|-----|------|
| Resistencia al arrancamiento Q_D | 7,2 | kN/m |
|------------------------------------|-----|------|

Resistencia axial admisible en el refuerzo (TN)

Para realizar el cálculo de la resistencia axial admisible en el perno, se hará uso de la siguiente $T_N = \alpha_N T_{NN}$

| | | |
|-----------------------------------|------|----|
| Resistencia axial admisible T_N | 46,2 | kN |
|-----------------------------------|------|----|

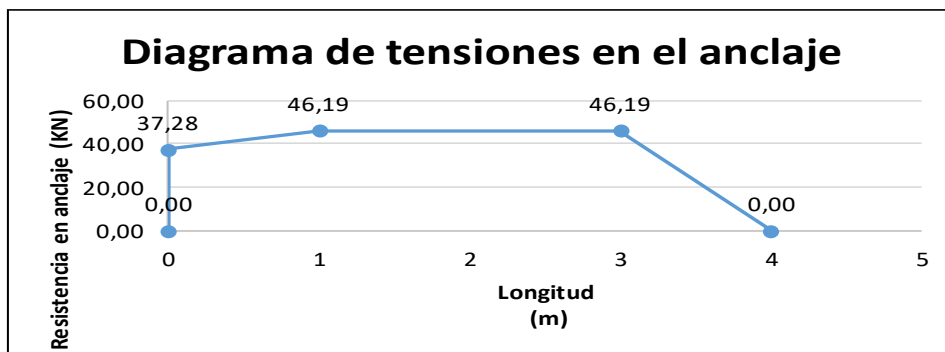
Resistencia admisible en la cabeza del anclaje (TF)

| | | |
|--|------|----|
| Resistencia admisible en la cabeza del anclaje T_F | 37,3 | kN |
|--|------|----|

Datos a graficar. Estimación de longitud donde actúan las resistencias en el perno

| | Longitud (m) | Resistencia (KN) |
|----------------------------------|--------------|------------------|
| Resistencia en la cara del muro | 0 | 0,00 |
| Resistencia máxima de diseño | 0 | 37,28 |
| Resistencia axial en el refuerzo | 1 | 46,19 |
| Resistencia axial en el refuerzo | 3 | 46,19 |
| Intersección con plano de falla | 4,0 | 0,00 |

Diagrama de resistencias actuando en la longitud del anclaje:



| | | |
|---|-----------------------------|---|
| Proyecto Estabilización de talud en Radio base Purruja, Golfito. | |  |
| Elaborado por | Juan Carlos Campos Vallejos | |
| Ingeniería Operativa en Telecomunicaciones | | |

Muro de concreto proyectado por socavación, con refuerzo de malla de 3 metros de profundidad.

Inserte datos en celdas con borde y relleno como el siguiente

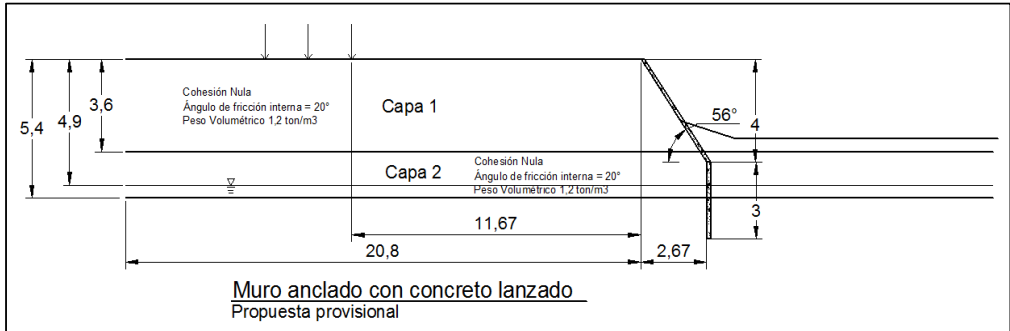
1.-) Parámetros de diseño

1.1.-) CARACTERÍSTICAS DEL TALUD

| Parámetros del talud | | |
|---|----------|------|
| Altura de talud (m) | H* | 4,0 |
| Inclinación de talud posterior (°) (Con respecto a la horizontal) | α | 56,3 |
| Peso de la sobrecarga (Radio base), (ton/m ²) | q | 0,5 |

1.2.-) CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

| Parámetros del suelo para diseño ingenieril | | |
|---|----------------|------|
| Cohesión (kN/m ²) | C _U | 58,9 |
| Angulo phi (°) | ϕ_U | 0,0 |
| Peso unitario (kN/m ³) | γ | 26,5 |



1.3.-) CARACTERÍSTICAS DE LA PANTALLA DE CONCRETO

| Pantalla de concreto | | | |
|---|--------------------|--------------------|---------|
| Altura del voladizo (m) | H | 3,00 | |
| Altura de socavación (m) | h _s | 1,85 | |
| Altura del suelo (m) | H' | 5,85 | |
| Espesor de pantalla de concreto (mm) | h _c | 150,00 | |
| Resistencia a la compresión de concreto (kg/cm ²) | f'c | 240,00 | |
| Peso Específico del concreto (kg/m ³) | γ | 2400,00 | |
| Acero de refuerzo Grado | | 60 | |
| | Módulo de Fluencia | kg/cm ² | 4200,00 |

2.-) Presión lateral del suelo (EMPUJE) Coulomb CCCR.

Para la obtención de las presiones laterales se propone un MODELO IDEALIZADO, que esté acorde con la teoría de Rankine propuesta en el código de Cimentaciones. Para realizar este nuevo modelo, se interpreta la relación de la carga de la torre con el talud como se estipula en la Figura 6.18 del libro de Braja Das.

2.1.-) Empuje Activo Estático

| | | |
|--|-------|------|
| Coefficiente de empuje activo (Método Coulomb, CCCR) | K_a | 0,49 |
|--|-------|------|

| | | |
|--|-------|------|
| Presión Activa del suelo (ton/m ²) | P_a | 0,00 |
|--|-------|------|

Cálculo de momento por empuje activo

| Fuerza | Magnitud (ton/m) | y (m) | M (ton-m) |
|----------|------------------|-------|-----------|
| P_{ah} | 0,00 | 0,62 | 0,00 |

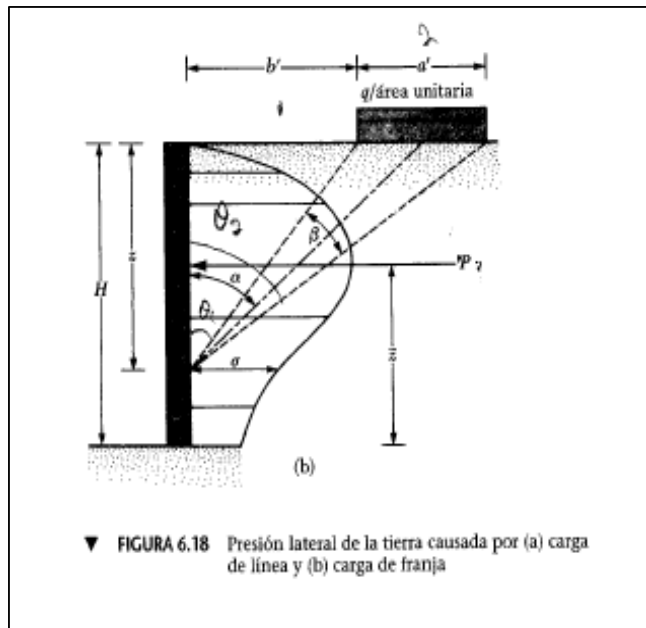
2.2.-) Carga lateral de la torre sobre la corona del muro

Para calcular el momento que provoca la sobrecarga de la torre en la corona del muro, se sigue las estipulaciones del Braja Das. Las fórmulas son adjuntadas en la memoria de cálculo.

Parámetros de entrada para calcular la presión lateral. Según la imagen adjunta.

| Carga de la torre | |
|-------------------------|-------|
| q (ton/m ²) | 0,5 |
| z (m) | 4,0 |
| a' (m) | 3,50 |
| Coordenada x (q) | 14,80 |
| b' (m) | 6,00 |
| α (rad) | 1,09 |
| θ_1 (rad) | 0,98 |
| θ_2 (rad) | 1,17 |
| β (rad) | 0,19 |

$$\theta_1 = \arctan\left(\frac{b'}{H}\right) \quad \theta_2 = \arctan\left(\frac{a' + b'}{H}\right)$$



Cálculo del esfuerzo y del momento provocados por la sobrecarga

Esfuerzo en la corona del muro

Para hacer el cálculo del esfuerzo actuando en la corona del muro, se utiliza la siguiente ecuación

.....>

$$\sigma = \frac{2q}{\pi} (\beta - \text{sen } \beta \cos 2\alpha)$$

| | | |
|--------------------------------------|-------|-------|
| Esfuerzo, σ | 0,095 | ton/m |
|--------------------------------------|-------|-------|

Momento actuando en la corona del muro

| | | |
|--|-------|---------|
| Momento a la altura z de la cara del muro | 0,176 | ton-m/m |
|--|-------|---------|

2.3.-) Sobrecarga del impacto de la radio base al suelo

| Sobrecarga de la radio base | | |
|--|-------|-----------------------|
| Carga distribuida por unidad de área (q) | 0,5 | (ton/m ²) |
| Longitud de carga (a') | 3,50 | (m) |
| Distancia de carga (b') | 6,00 | (m) |
| θ_1 | 72,86 | ° |
| θ_2 | 78,98 | ° |

Fuerza (P) en ton/m

Para hacer el cálculo de la fuerza actuando en la corona del muro, se utiliza la siguiente ecuación

.....>

$$P = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)]$$

| | | |
|---------------------------|-------|-------|
| Fuerza (P) (ton/m) | 0,063 | ton/m |
|---------------------------|-------|-------|

Componentes R y Q de la fórmula de Z raya

Para hacer el cálculo de la R se usa la sig. Ecuación

.....>

$$R = (a' - b')^2(90 - \theta_2)$$

| | | |
|----------|---------|--|
| R | 994,526 | |
|----------|---------|--|

Para hacer el cálculo de la Q se usa la sig. Ecuación

.....>

$$Q = b'^2(90 - \theta_1)$$

| | | |
|----------|---------|--|
| Q | 616,906 | |
|----------|---------|--|

Z raya en metros

Para calcular Z raya se usa la sig. ecuación

.....>

$$z = H - \left[\frac{H^2(\theta_2 - \theta_1) + (R - Q) - 57,3a'H}{2H(\theta_2 - \theta_1)} \right]$$

| | | |
|---------------|-------|---|
| Z raya | 0,633 | m |
|---------------|-------|---|

Momento actuando en la corona del muro

| | | |
|--|-------|---------|
| Momento a la altura z de la cara del muro | 0,040 | ton-m/m |
|--|-------|---------|

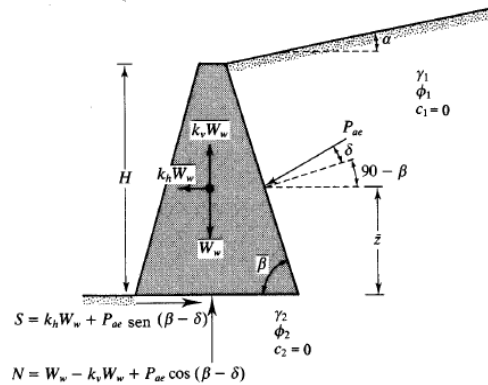
2.4.-) Empuje Dinámico mediante el método de Mononobe-Okabe

Aceleración efectiva de diseño para el sitio (MARIA LAPORTE)

0,225

Parámetros de entrada para calcular la presión dinámica. Según la imagen adjunta.

| Parámetros | |
|------------|-------|
| α | 0,0 |
| β | 90,00 |
| δ | 0,00 |
| k_h | 0,23 |
| k_v | 0,002 |
| θ' | 12,71 |



Coefficiente de empuje activo (CCCR)

K_{ae}

1,0

Presión pseudodinámica del suelo por unidad de longitud (ton/m)

P_{ae}

4,61

Cambio de presiones

ΔP_{ae}

4,61

Localización de la resultante en el muro (m)

z raya

1,11

Cálculo de momento por empuje dinámico Mononobe-Okabe con Rankine

| Fuerza | Magnitud (ton/m) | x (m)/ y (m) | M (ton- m) |
|------------|------------------|--------------|------------|
| $P_{ae V}$ | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| $P_{ae H}$ | 4,61 | 1,11 | 5,11 |

3.-) Diseño de la Pantalla del muro

3.1.-) Resumen de momentos actuando en la cara del muro

| Momentos actuando en la pantalla del muro | | | |
|---|----------------|---------------|-----------------|
| Tipo | Fuerza (ton/m) | Ubicación (m) | Momento (ton-m) |
| P_a (Coulomb) | 0,00 | - | - |
| Radiobase (lateral) | 0,10 | - | - |
| Radiobase (Impacto) | 0,06 | - | - |
| P_{ae} (Mononobe-Okabe) | 4,61 | - | - |
| Total | 4,76 | - | 1,36 |

3.2.-) Diseño de acero por flexión

| | | | |
|---|-----------|-----------|---------|
| Momento último en la cara del muro | Mu | 135899,75 | (kg-cm) |
|---|-----------|-----------|---------|

3.2.1.-) Características transversales de diseño del muro

| Pantalla de concreto | | | |
|-----------------------------|-----|--------|--|
| Recubrimiento (cm) | Rec | 7,50 | |
| Peralte del muro (cm) | h | 15,00 | |
| Ancho de muro (cm) | b | 100,00 | |
| Distancia a la tensión (cm) | d | 7,50 | |

| | |
|-----------|------|
| β_1 | 0,85 |
|-----------|------|

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & \text{si } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,85 - \frac{f'_c - 280}{70} * 0,05 & \text{si } 280 < f'_c \leq 560 \\ 0,65 & \text{si } f'_c > 560 \end{cases}$$

| | |
|--------|------|
| ϕ | 0,90 |
|--------|------|

3.2.2.-) Verificación del control a la tensión de la pantalla

| | | |
|--------|---|------|
| a (cm) | $a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b_w}}$ | 1,06 |
| c (cm) | $a = \beta_1 * c$ | 1,25 |
| c/d | | 0,17 |

| | |
|---------------------|-------------------------------|
| Verificación | Sí controla la tensión |
|---------------------|-------------------------------|

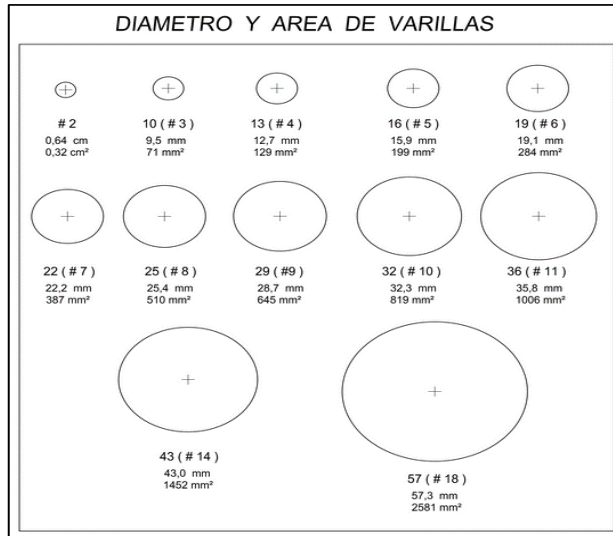
3.2.3.-) Determinación del área de refuerzo requerido, mínimo y a colocar.

| | | |
|-------------------------------|---|--------|
| As req. (cm ²) | $A_s = \frac{0,85 * f'_c * b_w * a}{f_y}$ | 5,16 |
| As min (cm ²) | Sección 8.2.3. CSCR 2010 | 2,50 |
| As colocar (cm ²) | | 5,16 |
| ρ | $\rho = \frac{A_s}{b * d}$ | 0,0069 |

| | |
|---------------------|--------------------------------|
| Verificación | Cumple con el CSCR 2010 |
|---------------------|--------------------------------|

3.2.4.-) Acero a colocar en un ancho (b) de 100 cm.

La selección del número y cantidad de varilla a utilizar, se hace con respecto al acero a colocar determinado anteriormente. Además, se hace la selección del refuerzo contemplando la figura anexa.



| | | |
|-----------------------------|-----------|------|
| 1.- Varilla # | ASTM-A615 | #4 |
| Cantidad | 1 | |
| Diámetro de varilla | cm | 1,28 |
| Área transversal de varilla | cm2 | 1,29 |

| | | |
|-----------------------------|-----------|------|
| 2.- Varilla # | ASTM-A615 | #5 |
| Cantidad | 0 | |
| Diámetro de varilla | cm | 1,59 |
| Área transversal de varilla | cm2 | 0 |

| | | |
|--|-----|------|
| Área TOTAL transversal de varilla | cm2 | 1,29 |
|--|-----|------|

| | | |
|-------------------|----|-------|
| Separación | cm | 25,01 |
|-------------------|----|-------|

| | | |
|---------------------|-----|------|
| Área lograda | cm2 | 5,16 |
|---------------------|-----|------|

3.2.4.-) Verificación de momentos

| | | | |
|------------------------|-----------|-----------|---------|
| Momento nominal | Mn | 150999,72 | (kg-cm) |
|------------------------|-----------|-----------|---------|

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

| | | | |
|-----------------------|-----------|-----------|---------|
| Momento último | Mu | 135899,75 | (kg-cm) |
|-----------------------|-----------|-----------|---------|

| | | | |
|---------------------|-------------------|--|--|
| Verificación | La sección cumple | | |
|---------------------|-------------------|--|--|

Colocar 1#4@25cm

3.3.-) Revisión por cortante

| | | |
|---|----------|--------|
| Carga del suelo a la base del muro | 29600,00 | (kg/m) |
|---|----------|--------|

| | | | |
|---------------------------------|-----------|---------|------|
| Cortante a distancia "d" | Vu | 2220,00 | (kg) |
|---------------------------------|-----------|---------|------|

| | |
|--------------------------|------|
| ϕ | 0,75 |
|--------------------------|------|

| | | | |
|---|-----------|---------|------|
| Cortante nominal (ϕV_c) | Vc | 4618,53 | (kg) |
|---|-----------|---------|------|

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w d$$

| | |
|---------------------|-------------------|
| Verificación | La sección cumple |
|---------------------|-------------------|













3.3.-) Diseño de acero por temperatura

| | |
|--------------------------------|------|
| Acero por temperatura | |
| As min (cm²) | 2,70 |

| | | |
|-----------------------------|-----------------|------|
| Varilla # | ASTM-A615 | #3 |
| Cantidad | 1 | |
| Diámetro de varilla | cm | 0,95 |
| Área transversal de varilla | cm ² | 0,71 |

3.2.4.-) Acero a colocar en un ancho (b) de 100 cm.

La selección del número y cantidad de varilla a utilizar, se hace con respecto al acero a colocar determinado anteriormente. Además, se hace la selección del refuerzo contemplando la figura anexa.

| | | | | |
|---|---|--|---|---|
|  |  |  |  |  |
| # 2 0,64 cm 0,32 cm ² | 10 (# 3) 9,5 mm 71 mm ² | 13 (# 4) 12,7 mm 129 mm ² | 16 (# 5) 15,9 mm 199 mm ² | 19 (# 6) 19,1 mm 284 mm ² |
|  |  |  |  |  |
| 22 (# 7) 22,2 mm 387 mm ² | 25 (# 8) 25,4 mm 510 mm ² | 29 (# 9) 28,7 mm 645 mm ² | 32 (# 10) 32,3 mm 819 mm ² | 36 (# 11) 35,8 mm 1006 mm ² |
|  |  | | | |
| 43 (# 14) 43,0 mm 1452 mm ² | 57 (# 18) 57,3 mm 2581 mm ² | | | |

| | | |
|--|-----------------|------|
| Área TOTAL transversal de varilla | cm ² | 0,71 |
|--|-----------------|------|

| | | |
|-------------------|----|-------|
| Separación | cm | 26,30 |
|-------------------|----|-------|

| | | |
|---------------------|-----------------|------|
| Área lograda | cm ² | 2,70 |
|---------------------|-----------------|------|

Colocar 1#3@25cm

| | | |
|---|-----------------------------|---|
| Proyecto Estabilización de talud en Radio base Purruja, Golfito. | |  |
| Elaborado por | Juan Carlos Campos Vallejos | |
| Ingeniería Operativa en Telecomunicaciones | | |

usuario inserta datos en celdas con borde y relleno color naranja, como el siguiente

1.-) Datos y dimensiones de la viga

1.1.-) DATOS DE LOS MATERIALES A UTILIZAR

| Datos Generales | | | |
|---|-----|---------|--|
| Resistencia a la compresión (kg/cm ²) | f'c | 240,00 | |
| Peso Específico del concreto (kg/m ³) | γ | 2400,00 | |
| Acero de refuerzo Grado | 60 | | |
| Módulo de Fluencia (kg/cm ²) | fy | 4200,00 | |

1.2.-) DIMENSIONES TRANSVERSALES DE LA VIGA DE AMARRE













| Dimensiones transversales | | | |
|-----------------------------|-----|-------|--|
| Ancho (cm) | bw | 15,00 | |
| Peralte (cm) | h | 30 | |
| Recubrimiento (cm) | Rec | 3 | |
| Distancia a la tensión (cm) | d | 27 | |
| Ancho de diseño (cm) | b | 100 | |

3.-) Acero mínimo por flexión

| | | | | |
|---------------------------|--------|--------------------------|--------|------|
| As min (cm ²) | -----> | Sección 8.2.3. CSCR 2010 | -----> | 1,35 |
|---------------------------|--------|--------------------------|--------|------|

3.2.4.-) Acero a colocar en un ancho (b) de 100 cm.

La selección del número y cantidad de varilla a utilizar, se hace con respecto al acero a colocar determinado anteriormente. Además, se hace la selección del refuerzo contemplando la figura anexa.

| DIAMETRO Y AREA DE VARILLAS | | | | |
|---|---|---|--|---|
|  # 2 0,64 cm 0,32 cm ² |  10 (# 3) 9,5 mm 71 mm ² |  13 (# 4) 12,7 mm 129 mm ² |  16 (# 5) 15,9 mm 199 mm ² |  19 (# 6) 19,1 mm 284 mm ² |
|  22 (# 7) 22,2 mm 387 mm ² |  25 (# 8) 25,4 mm 510 mm ² |  29 (# 9) 28,7 mm 645 mm ² |  32 (# 10) 32,3 mm 819 mm ² |  36 (# 11) 35,8 mm 1006 mm ² |
|  43 (# 14) 43,0 mm 1452 mm ² | |  57 (# 18) 57,3 mm 2581 mm ² | | |

| | | | |
|--|-----------------------------|-----------------|------|
| 1.- Varilla # | | ASTM-A615 | #3 |
| | Cantidad | 2 | |
| | Diámetro de varilla | cm | 0,95 |
| | Área transversal de varilla | cm ² | 1,42 |
| Área TOTAL transversal de varilla | | cm ² | 1,42 |

Colocar 2#3

3.-) Cálculo del Esfuerzo cortante

3.3.-) Diseño de acero por cortante

| | | |
|---|--------|------|
| Carga del suelo a la base del muro | 720,00 | (kg) |
|---|--------|------|

| | | | |
|---------------------------------|-----------|--------|------|
| Cortante a distancia "d" | Vu | 194,40 | (kg) |
|---------------------------------|-----------|--------|------|

| | |
|--------|------|
| ϕ | 0,75 |
|--------|------|

| | | | |
|---|-----------|----------|------|
| Cortante nominal (ϕV_c) | Vc | 16626,72 | (kg) |
|---|-----------|----------|------|

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w d$$

| | |
|---------------------|-------------------|
| Verificación | La sección cumple |
|---------------------|-------------------|

| | | |
|-------------------|----|-------|
| Separación | cm | 13,50 |
|-------------------|----|-------|

| | | |
|--|-----------------|------|
| Acero mínimo por cortante (ACI 318) | cm ² | 1,19 |
|--|-----------------|------|

| | | |
|--|-----------------|------|
| Acero mínimo por cortante (TEC) | cm ² | 1,13 |
|--|-----------------|------|

| | | | |
|-----------------------|--|-----------|----|
| Aros a colocar | | ASTM-A615 | #4 |
|-----------------------|--|-----------|----|

| | | | |
|--|----------|---|--|
| | Cantidad | 1 | |
|--|----------|---|--|

| | | | |
|--|---------------------|----|------|
| | Diámetro de varilla | cm | 1,28 |
|--|---------------------|----|------|

| | | | |
|--|-----------------------------|-----------------|------|
| | Área transversal de varilla | cm ² | 1,29 |
|--|-----------------------------|-----------------|------|

| | |
|---------------------|-------------------|
| Verificación | La sección cumple |
|---------------------|-------------------|

Colocar aros #4 @ 15 cm

Apéndice 4. Hojas de Excel de diseño estructural Central Telefónica Cerro Savegre

| | | |
|--|-----------------------------|---|
| Proyecto Estabilización del primer talud en Central Telefónica Cerro Savegre. | |  |
| Elaborado por | Juan Carlos Campos Vallejos | |
| Ingeniería Operativa en Telecomunicaciones | | |

El usuario inserta datos en celdas con borde y relleno color naranja, como el siguiente

1.-) Parámetros de diseño

1.1.-) CARACTERÍSTICAS DEL TALUD

| Parámetros del talud | | |
|---|----------|------|
| Altura de talud (m) | H | 4.6 |
| Inclinación de talud posterior (°) (Con respecto a la horizontal) | α | 50.5 |
| Inclinación cara de talud (°) (Con respecto a la vertical) | θ | 39.5 |

1.2.-) CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

| Parámetros del suelo para diseño ingenieril | | |
|---|----------|------|
| Cohesión (kN/m ²) | C_u | 0.0 |
| Angulo phi (°) | ϕ_u | 18.0 |
| Peso unitario (kN/m ³) | γ | 16.7 |
| Esfuerzo último de unión (kN/m ²) | | 60.0 |

TABLE 3.3
ULTIMATE BOND STRESS - COHESIVE SOILS

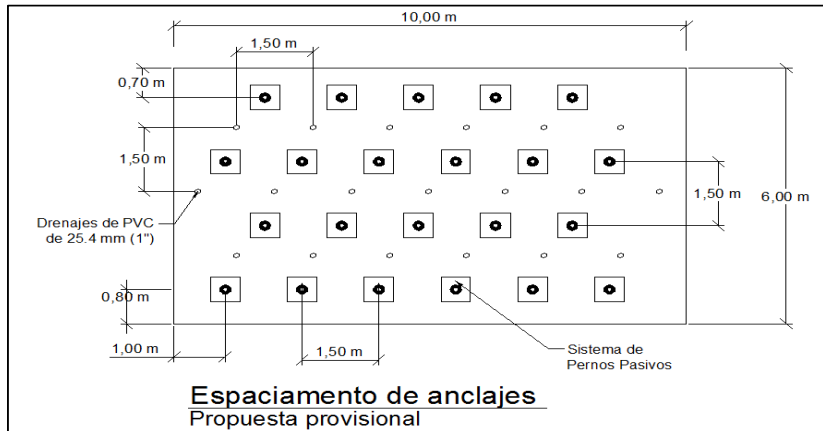
| Construction Method | Soil Type | Unit Ultimate Bond Stress kN/m ² (psi) |
|---------------------|-------------------|--|
| Open Hole | Stiff Clay | 40 - 60 (6.0-8.5) |
| | Stiff Clayey Silt | 40 - 100 (6.0-14.5) |
| | Stiff Sandy Clay | 100 - 200 (16.5-29.0) |

1.3.-) CARACTERÍSTICAS DE LA PANTALLA DE CONCRETO

| Pantalla de concreto | | |
|--|--------------------|-------------------|
| Espaciamiento horizontal de pernos (m) | S_H | 1.50 |
| Espaciamiento vertical de pernos (m) | S_V | 1.50 |
| Espesor de pantalla de concreto (mm) | h_c | 150.00 |
| Resistencia a la compresión de concreto (KN/cm ²) (A/C = 0.45) | f'_c | 2.35 |
| Tipo de malla electrosoldada | | 152x152 MW19xMW19 |
| Separación de las celdas | mm | 152 |
| Área de varilla | mm ² /m | 18.7 |
| Módulo de Fluencia WWM | kN/cm ² | 27.44 |

TABLE 4.1
COMMON STYLES OF METRIC WELDED WIRE REINFORCEMENT
WITH EQUIVALENT US CUSTOMARY UNITS¹

| Metric Styles (MW = Plain Wire) ² | A (mm ² /m) | Wt. (kg/m ²) | Equivalent US Customary Styles (W= Plain Wire) ³ | A (in ² /ft) | Wt. (lbs/ft ²) |
|---|---------------------------|-----------------------------|---|----------------------------|-------------------------------|
| 102x102 - MW9xMW9 | 88.9 | 1.51 | 4x4 - W1.4xW1.4 | 0.042 | 3.1 |
| 102x102 - MW13xMW13 | 127.0 | 2.15 | 4x4 - W2.0xW2.0 | 0.060 | 4.4 |
| 102x102 - MW19xMW19 | 184.2 | 3.03 | 4x4 - W2.9xW2.9 | 0.087 | 6.2 |
| 102x102 - MW26xMW26 | 254.0 | 4.30 | 4x4 - W4.0xW4.0 | 0.120 | 8.8 |
| 152x152 - MW9xMW9 | 59.3 | 1.03 | 6x6 - W1.4xW1.4 | 0.028 | 2.1 |
| 152x152 - MW13xMW13 | 84.7 | 1.46 | 6x6 - W2.0xW2.0 | 0.040 | 3.0 |
| 152x152 - MW19xMW19 | 122.8 | 2.05 | 6x6 - W2.9xW2.9 | 0.058 | 4.2 |
| 152x152 - MW26xMW26 | 169.4 | 2.83 | 6x6 - W4.0xW4.0 | 0.080 | 5.8 |



1.4.-) CARACTERÍSTICAS DE LOS PERNOS DE ANCLAJES

| Detalle de anclajes | | | |
|----------------------------|------------------------------|----------------------------|------|
| Longitud de pernos (m) | | L | 9 |
| Varilla # | | ASTM-A706 | #8 |
| | Área transversal de varilla | cm ² | 5.1 |
| Acero de refuerzo Grado | | 60 | |
| | Módulo de Fluencia | kN/cm ² | 42.2 |
| Concreto de inyección | | A/C = 0.4 | |
| | Resistencia a la compresión | kN/cm ² | 2.1 |
| Método de perforación (3") | | Rotomartillo, Core Drille. | |
| | Diametro de perforación (mm) | D _{GC} | 76.2 |

Longitud de anclaje

Deben considerar la fricción necesaria para unir la superficie de falla del talud a la superficie resistente. De acuerdo al modelo de Slide, la superficie de falla está cercana a la cara del talud, por lo tanto, la longitud de los pernos no será muy elevada.

Inclinación del anclaje

La inclinación de los anclajes debe ser considerada para permitir la fluidez de la lechada de concreto pobre en la perforación. La inclinación típica utilizada en el ambiente construcción varía de 10 a 20 grados. Menos de 10 grados, se expone a que el mortero no haga su correcto recorrido y por lo tanto se generan vacíos que disminuyen el esfuerzo de unión suelo-anclaje, mayor de 20 grados no es recomendable, ya que la componente vertical de la tensión del anclaje se hace muy grande y entonces debería ser considerada para el diseño de la pantalla.

1.5.-) CARACTERÍSTICAS DE LA PLACA DE ACERO A36

| Detalle de placa metálica | | | |
|--|--------------------|--|-------|
| Ancho de placa (mm) | b_{PL} | | 200 |
| Espesor de placa (mm) | t_{PL} | | 6.35 |
| Placa de acero Grado (A36) | | | 60 |
| Acero de refuerzo por punzonamiento GRADO 40 | ASTM-A615 | | #3 |
| Módulo de Fluencia WWM | kN/cm ² | | 27.44 |
| Cantidad | | | 4 |
| Diámetro de varilla | cm | | 0.95 |
| Área transversal de varilla | cm ² | | 2.84 |

2.-) Revisión de diseño preliminar del muro en el talud

2.1.-) Factorización de propiedades del suelo (Cohesión y Ángulo de fricción)

| | | |
|----------------------------|---|---|
| Factor de Seguridad | F | 2 |
|----------------------------|---|---|

| Cohesión (C_U) | |
|----------------------------|------|
| $C_D = C_U / (F \gamma H)$ | |
| C_D | 0.00 |

| Ángulo de fricción (ϕ_U) | |
|--------------------------------------|-----|
| $\phi_D = \tan^{-1}[\tan(\phi_U)/F]$ | |
| ϕ_D | 9.2 |
| Tan(ϕ_D) (para gráfico) | 0.2 |

Para la determinación de la tensión TD, se hace uso del cuadro 1A para un talud trasero de 0°. El cuadro se puede encontrar en la pág 176 del manual FHWA.

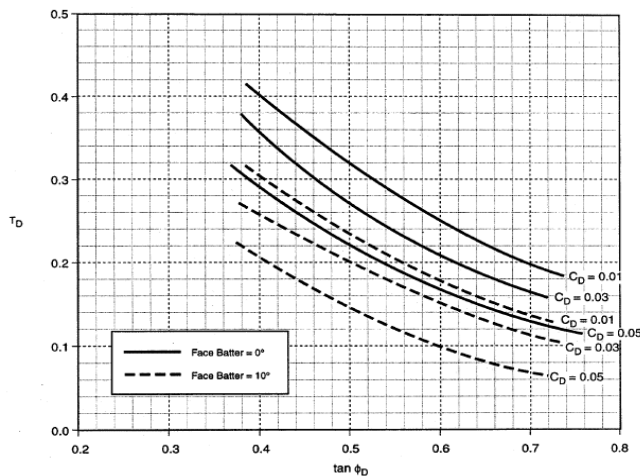
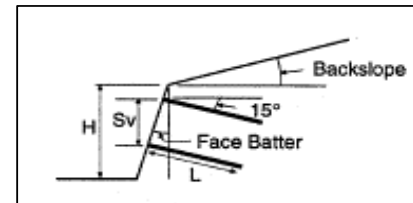


Figure 5.31A Preliminary Design Chart 1A
Backslope = 0°



| | | |
|---|-------|------|
| Tensión TD (adimensional) | | |
| De Gráfica A. Cuadro 1A de manual de diseño | T_D | 0.43 |

2.2.-) Determinación de área de varilla necesaria:

A partir de la ecuación de TD, se despeja la tensión nominal T_{NN}, para que con ella se determine el área transversal de acero a soportar la tensión real.

$$T_D = \alpha_N T_{NN} / (\gamma S_V S_H) \rightarrow T_{NN} = \gamma S_V S_H T_D / \alpha_N$$

Para calcular la tensión nominal requerida, se determina un factor de resistencia de la barra en la condición estática, a partir del siguiente cuadro de información.

| Elemento | Factor de resistencia (Condición estática) α |
|--|---|
| Resistencia de cabeza de anclaje | $\alpha_F = 0,67$ |
| Resistencia a la tensión de la varilla de anclaje | $\alpha_N = 0,55$ |
| Resistencia a la extracción de interfase suelo-lechada | $\alpha_Q = 0,50$ |
| Suelo | F = 1,35 |

| | | |
|-----------------------------------|------------|------|
| Factor de resistencia de la barra | α_N | 0.55 |
|-----------------------------------|------------|------|

| | | |
|--|-----|----|
| Tensión Nominal Requerida (T _{NN}) | 135 | kN |
|--|-----|----|

| | | |
|--|------------------------|--|
| Para determinar el área de acero se utilizará la siguiente fórmula | $(A_B) = T_{NN} / F_y$ | |
|--|------------------------|--|

| | | |
|--|------|-----------------|
| Área de acero transversal mínimo (A _{B,min}) | 3.20 | cm ² |
|--|------|-----------------|

| | |
|--|----|
| Verificación de Propuesta de diametro de varilla de perno: | OK |
|--|----|

2.3.-) Determinación de longitud de anclaje necesaria:

Para la revisión de longitudes de anclajes, se pretende estudiar la resistencia al arrancamiento, para verificar que la longitud propuesta es viable.

$$Q_D = \alpha_Q Q_U / (\gamma S_V S_H)$$

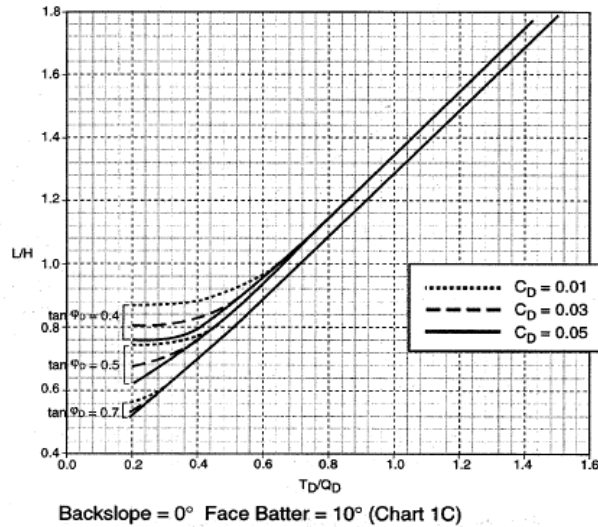
Para calcular la resistencia al arrancamiento, se determina un factor de resistencia de extracción en la condición estática, a partir del siguiente cuadro de información.

| Elemento | Factor de resistencia (Condición estática) α |
|--|---|
| Resistencia de cabeza de anclaje | $\alpha_F = 0,67$ |
| Resistencia a la tensión de la varilla de anclaje | $\alpha_N = 0,55$ |
| Resistencia a la extracción de interfase suelo-lechada | $\alpha_Q = 0,50$ |
| Suelo | F = 1,35 |

| | | |
|-------------------------------------|------------|------|
| Factor de resistencia de extracción | α_Q | 0.50 |
|-------------------------------------|------------|------|

| | | |
|---|----------------|-------|
| Esfuerzo último de arrancamiento (kN/m) | Q _u | 14.36 |
|---|----------------|-------|

| | | |
|---|-----------|------|
| Resistencia al arrancamiento (adimensional) | Q_D | 0.19 |
| Relación para lectura de gráfico | T_D/Q_D | 2.25 |
| Relación L/H | | |
| De Gráficas B y C del Manual de diseño (Cuadro 1C. Pág 177) | L/H | 1.7 |



| | | |
|---|-----------|---|
| Longitud mínima de anclaje (L_{MIN}) | 7.82 | m |
| Verificación de Propuesta de longitud de anclaje: | OK | |
| Por lo tanto se colocarán anclajes con longitud (m) de | 9 | |

3.-) Revisión de resistencia en la pantalla de concreto

3.1.-) Resistencia a la flexión en la cabeza del anclaje:

Para revisar la flexión en la pantalla de concreto, se estudiarán los momentos generados por el empuje de tierra en los elementos soportantes, para determinar su resistencia.

Cálculo de momentos en la pantalla

Para hacer el cálculo de los momentos en la pantalla, se utilizará la siguiente fórmula:

$$m_v = \frac{A_s F_y \gamma}{b} \left(d - \frac{A_s F_y}{1.7 f'_c b} \right)$$

Teniendo en cuenta que $b = S_H$

| Momento vertical positivo | | |
|---------------------------|-------|-----------------|
| $A_{S,POS}$ | 184.5 | mm ² |
| $M_{V,POS}$ | 2.503 | kN-m/m |

| Momento vertical negativo | | |
|---------------------------|-------|-----------------|
| $A_{S,NEG1}$ | 184.5 | mm ² |
| $A_{S,NEG2}$ | 284.0 | mm ² |
| $M_{V,NEG}$ | 6.245 | kN-m/m |

Resistencia Nominal en flexión en la Cabeza del Anclaje (T_{FN})

Para hacer el cálculo de la resistencia nominal en la cabeza del anclaje, se utilizará la siguiente fórmula:

$$T_{FN} = C_F (m_{V,NEG} + m_{V,POS}) \left(\frac{8 S_H}{S_V} \right)$$

Para realizar el cálculo de la TFN, se estima un factor (CF) que considera el efecto de la presión no uniforme del suelo actuando detrás de la cara del muro (ver siguiente cuadro).

| | |
|----|---|
| CF | 1 |
|----|---|

**TABLE 4.2
FACING PRESSURE FACTORS
RECOMMENDED VALUES FOR DESIGN**

| Nominal Facing Thickness (mm) | Temporary Facings | | Permanent Facings | |
|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S |
| 100 | 2.0 | 2.5 | 1.0 | 1.0 |
| 150 | 1.5 | 2.0 | 1.0 | 1.0 |
| 200 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

| | | |
|---|------|----|
| Resistencia nominal en la cabeza del anclaje (T_{FN}) | 70.0 | kN |
|---|------|----|

3.2.-) Resistencia al punzonamiento V_N :

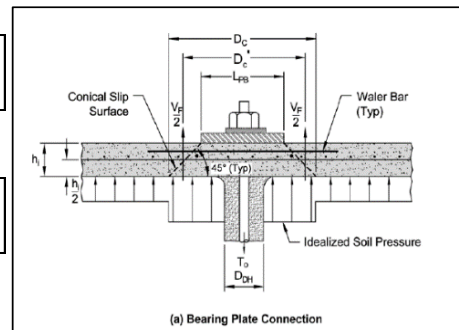
Para hacer el cálculo del punzonamiento en la cara, se utilizará la siguiente fórmula: $V_N = 0.33\sqrt{f'_c}(\text{MPa})(\pi)(D'_c)(h_c)$

| | | |
|--|--------------------------|--------|
| Diámetro equivalente de superficie de deslizamiento (mm) | D'_c | 350.00 |
|--|--------------------------|--------|

$$D'_c = b_{PL} + h_c$$

| | | |
|--|-------------------------|--------|
| Diámetro de superficie de deslizamiento (mm) | D_c | 500.00 |
|--|-------------------------|--------|

$$D'_c = D_c - h_c$$



| | | |
|---------------------------------------|-------|----|
| Punzonamiento V_N | 264.0 | kN |
|---------------------------------------|-------|----|

Resistencia Nominal al punzonamiento de Cabeza de Anclaje (T_{FN})

Para el cálculo de la resistencia nominal al punzonamiento, se utiliza la siguiente fórmula: $T_{FN} = V_N \left(\frac{1}{1 - C_S(A_C - A_{GC}) / (S_V S_H - A_{GC})} \right)$

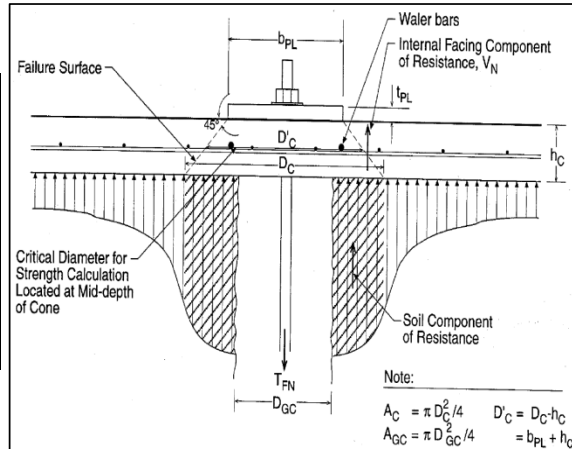
Para realizar el cálculo de la TFN, se estima un factor (CS) que considera el efecto de la presión no uniforme del suelo actuando detrás de la cara del muro (ver siguiente cuadro).

| | |
|----|---|
| CS | 1 |
|----|---|

**TABLE 4.2
FACING PRESSURE FACTORS
RECOMMENDED VALUES FOR DESIGN**

| Nominal Facing Thickness (mm) | Temporary Facings | | Permanent Facings | |
|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S |
| 100 | 2.0 | 2.5 | 1.0 | 1.0 |
| 150 | 1.5 | 2.0 | 1.0 | 1.0 |
| 200 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

| Áreas de superficie de falla: | | |
|--------------------------------|----------|---------------|
| A_C | 196349.5 | mm^2 |
| $A_C = 0.25(\pi)(D_C)^2$ | | |
| A_{GC} | 4560.4 | mm^2 |
| $A_{GC} = 0.25(\pi)(D_{GC})^2$ | | |



| | | |
|---|-------|----|
| Resistencia nominal en la cabeza del anclaje T_{FN} | 288.6 | kN |
|---|-------|----|

3.3.-) Resistencias actuantes en la cara del muro

| | Resistencia Nominal T_{FN} (kN) | Factor α_F | Resistencia admisible (kN) T_F |
|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------|-------------------------------------|
| Resistencia por flexión | 70.0 | 0.67 | 46.89 |
| Resistencia por punzonamiento | 288.6 | 0.67 | 193 |

Para encontrar la resistencia admisible T_F , se determina un factor de resistencia en la condición estática, a partir del siguiente cuadro de información, pág 121 del manual FHWA.

| Elemento | Factor de resistencia (Condición estática) α |
|--|---|
| Resistencia de cabeza de anclaje | $\alpha_F = 0,67$ |
| Resistencia a la tensión de la varilla de anclaje | $\alpha_N = 0,55$ |
| Resistencia a la extracción de interfase suelo-lechada | $\alpha_Q = 0,50$ |
| Suelo | $F = 1,35$ |

La resistencia máxima de diseño de anclajes es la menor entre la resistencia admisible por tensión y la resistencia admisible por punzonamiento

| | | |
|---|-----------|-----------|
| Resistencia máxima de diseño en la cara T_F | 47 | kN |
|---|-----------|-----------|

4.-) Revisión de la condición de servicio de la pantalla

Determinación de empuje activo sobre cabezas de anclaje:

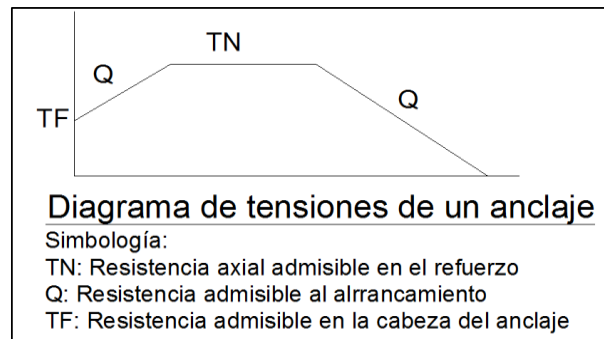
Para realizar el cálculo de la carga de servicio sobre cabezas de anclaje, se hará uso de la siguiente ecuación: $t_F = F_F K_A \gamma H S_H S_V$

| | | |
|--|-------|------|
| Coeficiente de empuje activo (Método Rankine, CCCR) | K_a | 0.53 |
| Razón de esfuerzo de servicio y esfuerzo máximo esperable | F_F | 0.50 |
| Carga de servicio en la cabeza del anclaje t_F | 45.56 | kN |

5.-) Verificación de la condición de servicio de la pantalla

| Condición de la Pantalla (en la cabeza de los anclajes) | | | |
|---|------|----|---------------|
| Resistencia admisible T_F | 46.9 | kN | Cumple |
| Carga de servicio t_F | 45.6 | kN | |

6.-) Diagrama de esfuerzos en la longitud de los anclajes



Resistencia al arrancamiento admisible (Q_D)

Para realizar el cálculo de la resistencia de adherencia admisible, se hará uso de la siguiente ecuación: $Q = \alpha_Q Q_U$

| | | |
|------------------------------------|-----|------|
| Resistencia al arrancamiento Q_D | 7.2 | kN/m |
|------------------------------------|-----|------|

Resistencia axial admisible en el refuerzo (TN)

Para realizar el cálculo de la resistencia axial admisible en el perno, se hará uso de la siguiente ecuación: $T_N = \alpha_N T_{NN}$

| | | |
|-----------------------------------|-------|----|
| Resistencia axial admisible T_N | 118.4 | kN |
|-----------------------------------|-------|----|

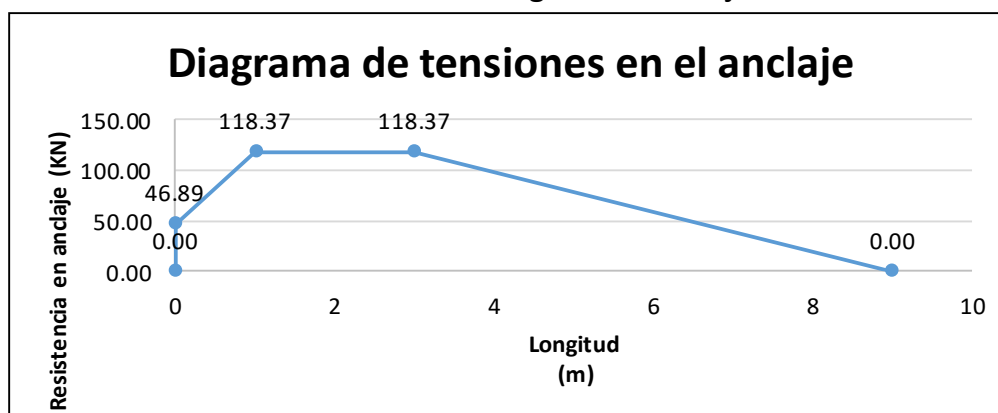
Resistencia admisible en la cabeza del anclaje (TF)


| | | |
|--|------|----|
| Resistencia admisible en la cabeza del anclaje T_F | 46.9 | kN |
|--|------|----|

Datos a graficar. Estimación de longitud donde actúan las resistencias en el perno.

| | Longitud (m) | Resistencia (KN) |
|----------------------------------|--------------|------------------|
| Resistencia en la cara del muro | 0 | 0.00 |
| Resistencia máxima de diseño | 0 | 46.89 |
| Resistencia axial en el refuerzo | 1 | 118.37 |
| Resistencia axial en el refuerzo | 3 | 118.37 |
| Intersección con plano de falla | 9.0 | 0.00 |

Diagrama de resistencias actuando en la longitud del anclaje:



| | | |
|---|-----------------------------|---|
| Proyecto Estabilización de talud intermedio en Central Telefónica Cerro Savegre. | |  |
| Elaborado por | Juan Carlos Campos Vallejos | |
| Ingeniería Operativa en Telecomunicaciones | | |

El usuario inserta datos en celdas con borde y relleno color naranja, como el siguiente

1.-) Parámetros de diseño

1.1.-) CARACTERÍSTICAS DEL TALUD

| Parámetros del talud | | |
|---|----------|------|
| Altura de talud (m) | H | 4.55 |
| Inclinación de talud posterior (°) (Con respecto a la horizontal) | α | 44.7 |
| Inclinación cara de talud (°) (Con respecto a la vertical) | θ | 45.3 |

1.2.-) CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

| Parámetros del suelo para diseño ingenieril | | |
|---|----------|------|
| Cohesión (kN/m ²) | C_u | 0.0 |
| Angulo phi (°) | ϕ_u | 18.0 |
| Peso unitario (kN/m ³) | γ | 16.7 |
| Esfuerzo último de unión (kN/m ²) | | 60.0 |

TABLE 3.3
ULTIMATE BOND STRESS - COHESIVE SOILS

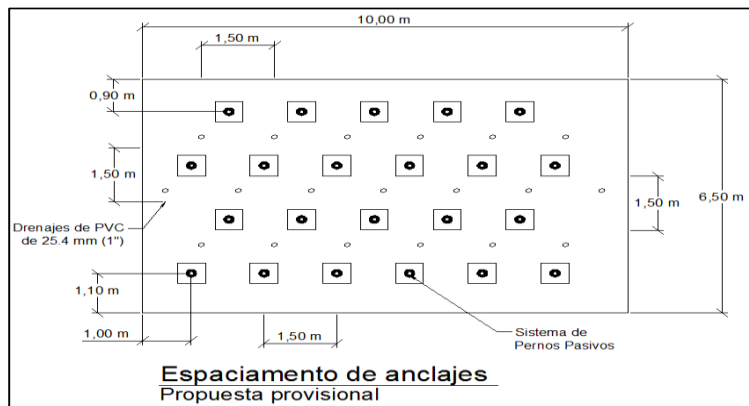
| Construction Method | Soil Type | Unit Ultimate Bond Stress kN/m ² (psi) |
|---------------------|-------------------|---|
| Open Hole | Stiff Clay | 40 - 60 (6.0-8.5) |
| | Stiff Clayey Silt | 40 - 100 (6.0-14.5) |
| | Stiff Sandy Clay | 100 - 200 (16.5-29.0) |

1.3.-) CARACTERÍSTICAS DE LA PANTALLA DE CONCRETO

| Pantalla de concreto | | | |
|--|--------------------------|--------------------|--------|
| Espaciamiento horizontal de pernos (m) | S_H | | 1.50 |
| Espaciamiento vertical de pernos (m) | S_V | | 1.50 |
| Espesor de pantalla de concreto (mm) | h_c | | 150.00 |
| Resistencia a la compresión de concreto (KN/cm ²) (A/C = 0.45) | f'_c | | 2.35 |
| Tipo de malla electrosoldada | | 152x152 MW19xMW19 | |
| | Separación de las celdas | mm | 152 |
| | Área de varilla | mm ² /m | 18.7 |
| | Módulo de Fluencia WWM | kN/cm ² | 27.44 |

TABLE 4.1
COMMON STYLES OF METRIC WELDED WIRE REINFORCEMENT
WITH EQUIVALENT US CUSTOMARY UNITS¹

| Metric Styles (MW = Plain Wire) ² | A (mm ² /m) | Wt. (kg/m ²) | Equivalent US Customary Styles (W= Plain Wire) ³ | A (in ² /ft) | Wt. (lbs/ft ²) |
|---|---------------------------|-----------------------------|---|----------------------------|-------------------------------|
| 102x102 - MW9xMW9 | 88.9 | 1.51 | 4x4 - W1.4xW1.4 | 0.042 | 3.1 |
| 102x102 - MW13xMW13 | 127.0 | 2.15 | 4x4 - W2.0xW2.0 | 0.060 | 4.4 |
| 102x102 - MW19xMW19 | 184.2 | 3.03 | 4x4 - W2.9xW2.9 | 0.087 | 6.2 |
| 102x102 - MW26xMW26 | 254.0 | 4.30 | 4x4 - W4.0xW4.0 | 0.120 | 8.8 |
| 152x152 - MW9xMW9 | 59.3 | 1.03 | 6x6 - W1.4xW1.4 | 0.028 | 2.1 |
| 152x152 - MW13xMW13 | 84.7 | 1.46 | 6x6 - W2.0xW2.0 | 0.040 | 3.0 |
| 152x152 - MW19xMW19 | 122.8 | 2.05 | 6x6 - W2.9xW2.9 | 0.058 | 4.2 |
| 152x152 - MW26xMW26 | 169.4 | 2.83 | 6x6 - W4.0xW4.0 | 0.080 | 5.8 |



1.4.-) CARACTERÍSTICAS DE LOS PERNOS DE ANCLAJES

| Detalle de anclajes | | |
|------------------------------|--------------------|-----------------------------|
| Longitud de pernos (m) | L | 15 |
| Varilla # | ASTM-A706 | #8 |
| Área transversal de varilla | cm ² | 5.1 |
| Acero de refuerzo Grado | | 60 |
| Módulo de Fluencia | kN/cm ² | 42.2 |
| Concreto de inyección | | A/C = 0.4 |
| Resistencia a la compresión | kN/cm ² | 2.1 |
| Método de perforación (3") | | Rotomartillo, Core Dirllle. |
| Diametro de perforación (mm) | D _{GC} | 76.2 |

Longitud de anclaje

Deben considerar la fricción necesaria para unir la superficie de falla del talud a la superficie resistente. De acuerdo al modelo de Slide, la superficie de falla está cercana a la cara del talud, por lo tanto, la longitud de los pernos no será muy elevada.

Inclinación del anclaje

La inclinación de los anclajes debe ser considerada para permitir la fluidez de la lechada de concreto pobre en la perforación. La inclinación típica utilizada en el ambiente construcción varía de 10 a 20 grados. Menos de 10 grados, se expone a que el mortero no haga su correcto recorrido y por lo tanto se generan vacíos que disminuyen el esfuerzo de unión suelo-anclaje, mayor de 20 grados no es recomendable, ya que la componente vertical de la tensión del anclaje se hace muy grande y entonces debería ser considerada para el diseño de la pantalla.

1.5.-) CARACTERÍSTICAS DE LA PLACA DE ACERO A36

| Detalle de placa metálica | | | |
|--|-----------------------------|--------------------|-------|
| Ancho de placa (mm) | b_{PL} | | 200 |
| Espesor de placa (mm) | t_{PL} | | 6.35 |
| Placa de acero Grado (A36) | | | 60 |
| Acero de refuerzo por punzonamiento GRADO 40 | | ASTM-A615 | #3 |
| | Módulo de Fluencia WWM | kN/cm ² | 27.44 |
| | Cantidad | | 4 |
| | Diámetro de varilla | cm | 0.95 |
| | Área transversal de varilla | cm ² | 2.84 |

2.-) Revisión de diseño preliminar del muro en el talud

2.1.-) Factorización de propiedades del suelo (Cohesión y Ángulo de fricción)

| | | |
|----------------------------|---|---|
| Factor de Seguridad | F | 2 |
|----------------------------|---|---|

| Cohesión (C_U) | |
|---------------------------|------|
| $C_D = C_U / (F\gamma H)$ | |
| C_D | 0.00 |

| Angulo de fricción (ϕ_U) | |
|--------------------------------------|-----|
| $\phi_D = \tan^{-1}[\tan(\phi_U)/F]$ | |
| ϕ_D | 9.2 |
| Tan(ϕ_D) (para gráfico) | 0.2 |

Para la determinación de la tensión TD, se hace uso del cuadro 1A para un talud trasero de 0°. El cuadro se puede encontrar en la pág 176 del manual FHWA.

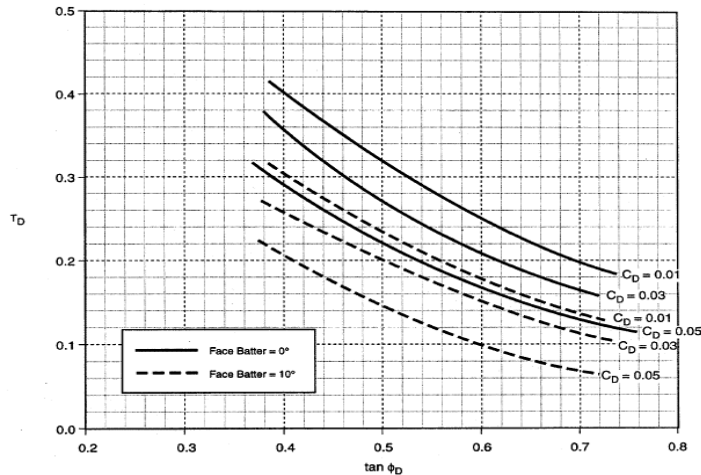
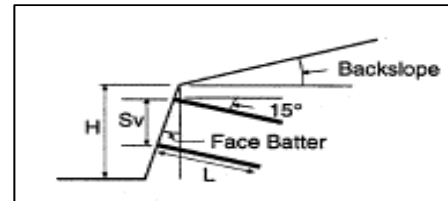


Figure 5.31A Preliminary Design Chart 1A Backslope = 0°



| | | |
|---|-------|------|
| Tensión TD (adimensional) | | |
| De Gráfica A. Cuadro 1A de manual de diseño | T_D | 0.43 |

2.2.-) Determinación de área de varilla necesaria:

A partir de la ecuación de TD, se despeja la tensión nominal T_{NN}, para que con ella se determine el área transversal de acero a soportar la tensión real.

$$T_D = \alpha_N T_{NN} / (\gamma S_V S_H) \quad \text{-----} \rightarrow T_{NN} = \gamma S_V S_H T_D / \alpha_N$$

Para calcular la tensión nominal requerida, se determina un factor de resistencia de la barra en la condición estática, a partir del siguiente cuadro de información.

| Elemento | Factor de resistencia (Condición estática) α |
|--|--|
| Resistencia de cabeza de anclaje | $\alpha_F = 0,67$ |
| Resistencia a la tensión de la varilla de anclaje | $\alpha_N = 0,55$ |
| Resistencia a la extracción de interfase suelo-lechada | $\alpha_Q = 0,50$ |
| Suelo | F = 1,35 |

| | | |
|-----------------------------------|------------|------|
| Factor de resistencia de la barra | α_N | 0.55 |
|-----------------------------------|------------|------|

| | | |
|--|-----|----|
| Tensión Nominal Requerida (T _{NN}) | 133 | kN |
|--|-----|----|

| | |
|--|------------------------|
| Para determinar el área de acero se utilizará la siguiente fórmula | $(A_B) = T_{NN} / F_y$ |
|--|------------------------|

| | | |
|---|------|-----------------|
| Área de acero transversal mínimo (A _{B, min}) | 3.16 | cm ² |
|---|------|-----------------|

Verificación de Propuesta de diametro de varilla de perno:

OK

2.3.-) Determinación de longitud de anclaje necesaria:

Para la revisión de longitudes de anclajes, se pretende estudiar la resistencia al arrancamiento, para verificar que la longitud propuesta es viable.

$$Q_D = \alpha_Q Q_U / (\gamma S_V S_H)$$

Para calcular la resistencia al arrancamiento, se determina un factor de resistencia de extracción en la condición estática, a partir del siguiente cuadro de información.

| Elemento | Factor de resistencia (Condición estática) α |
|--|--|
| Resistencia de cabeza de anclaje | $\alpha_F = 0,67$ |
| Resistencia a la tensión de la varilla de anclaje | $\alpha_N = 0,55$ |
| Resistencia a la extracción de interfase suelo-lechada | $\alpha_Q = 0,50$ |
| Suelo | F = 1,35 |

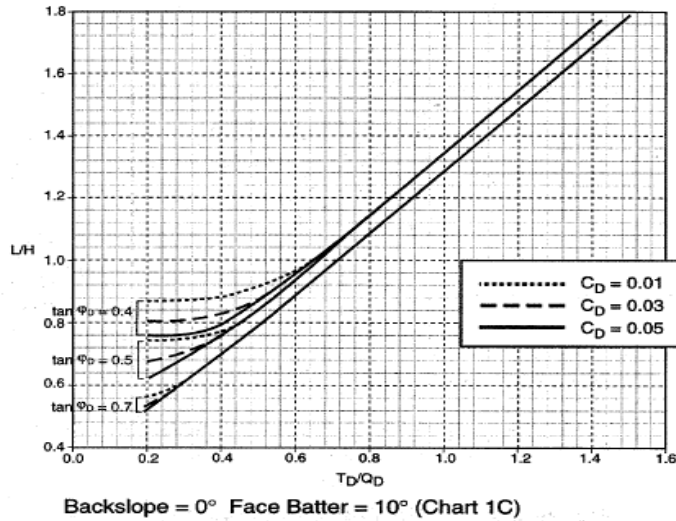
| | | |
|-------------------------------------|------------|------|
| Factor de resistencia de extracción | α_Q | 0.50 |
|-------------------------------------|------------|------|

| | | |
|---|----------------|-------|
| Esfuerzo último de arrancamiento (kN/m) | Q _u | 14.36 |
|---|----------------|-------|

| | | |
|--|-------|------|
| Resistencia al arrancamiento (adimensional) | Q_D | 0.19 |
|--|-------|------|

| | | |
|---|-----------|------|
| Relación para lectura de gráfico | T_D/Q_D | 2.25 |
|---|-----------|------|

| | | |
|---|-----|-----|
| Relación L/H | | |
| De Gráficas B y C del Manual de diseño (Cuadro 1C. Pág 177) | L/H | 3.3 |



| | | |
|--|------|---|
| Longitud mínima de anclaje (L_{MIN}) | 15.0 | m |
|--|------|---|

Verificación de Propuesta de longitud de anclaje: **Aumentar Longitud**

| | |
|---|-----------|
| Por lo tanto se colocarán anclajes con longitud (m) de | 15 |
|---|-----------|

3.-) Revisión de resistencia en la pantalla de concreto

3.1.-) Resistencia a la flexión en la cabeza del anclaje:

Para revisar la flexión en la pantalla de concreto, se estudiarán los momentos generados por el empuje de tierra en los elementos soportantes, para determinar su resistencia.

Cálculo de momentos en la pantalla

Para hacer el cálculo de los momentos en la pantalla, se utilizará la siguiente fórmula:

$$m_v = \frac{A_s F_y \gamma}{b} \left(d - \frac{A_s F_y}{1.7 f'_c b} \right)$$

Teniendo en cuenta que $b = S_H$

| Momento vertical positivo | | |
|---------------------------|-------|-----------------|
| $A_{S,POS}$ | 184.5 | mm ² |
| $M_{V,POS}$ | 2.503 | kN-m/m |

| Momento vertical negativo | | |
|---------------------------|-------|-----------------|
| $A_{S,NEG1}$ | 184.5 | mm ² |
| $A_{S,NEG2}$ | 284.0 | mm ² |
| $M_{V,NEG}$ | 6.245 | kN-m/m |

Resistencia Nominal en flexión en la Cabeza del Anclaje (T_{FN})

Para hacer el cálculo de la resistencia nominal en la cabeza del anclaje, se utilizará la siguiente fórmula:

$$T_{FN} = C_F (m_{V,NEG} + m_{V,POS}) \left(\frac{8 S_H}{S_V} \right)$$

Para realizar el cálculo de la TFN, se estima un factor (CF) que considera el efecto de la presión no uniforme del suelo actuando detrás de la cara del muro (ver siguiente cuadro).

| | |
|----|---|
| CF | 1 |
|----|---|

**TABLE 4.2
FACING PRESSURE FACTORS
RECOMMENDED VALUES FOR DESIGN**

| Nominal Facing Thickness (mm) | Temporary Facings | | Permanent Facings | |
|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S |
| 100 | 2.0 | 2.5 | 1.0 | 1.0 |
| 150 | 1.5 | 2.0 | 1.0 | 1.0 |
| 200 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

| | | |
|---|------|----|
| Resistencia nominal en la cabeza del anclaje (T_{FN}) | 70.0 | kN |
|---|------|----|

3.2.-) Resistencia al punzonamiento V_N :

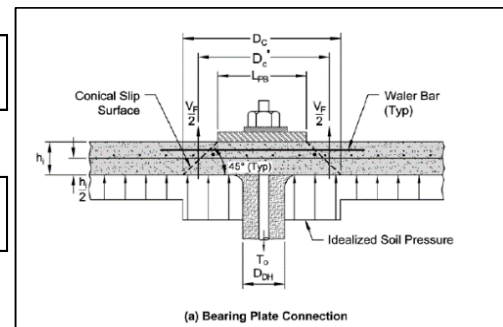
Para hacer el cálculo del punzonamiento en la cara, se utilizará la siguiente fórmula: $V_N = 0.33\sqrt{f'_c \text{ (MPa)}} (\pi)(D'_c)(h_c)$

| | | |
|--|--------|--------|
| Diámetro equivalente de superficie de deslizamiento (mm) | D'_c | 350.00 |
|--|--------|--------|

$$D'_c = b_{PL} + h_c.$$

| | | |
|--|-------|--------|
| Diámetro de superficie de deslizamiento (mm) | D_c | 500.00 |
|--|-------|--------|

$$D'_c = D_c - h_c$$



| | | |
|---------------------------------------|-------|----|
| Punzonamiento V_N | 264.0 | kN |
|---------------------------------------|-------|----|

Resistencia Nominal al punzonamiento de Cabeza de Anclaje (T_{FN})

Para el cálculo de la resistencia nominal al punzonamiento, se utiliza la siguiente fórmula: $T_{FN} = V_N \left(\frac{1}{1 - C_S(A_c - A_{GC}) / (S_v S_H - A_{GC})} \right)$

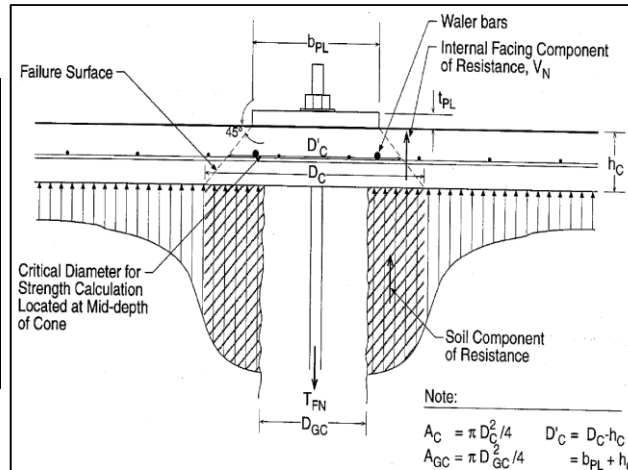
Para realizar el cálculo de la TFN, se estima un factor (CS) que considera el efecto de la presión no uniforme del suelo actuando detrás de la cara del muro (ver siguiente cuadro).

| | |
|----|---|
| CS | 1 |
|----|---|

**TABLE 4.2
FACING PRESSURE FACTORS
RECOMMENDED VALUES FOR DESIGN**

| Nominal Facing Thickness (mm) | Temporary Facings | | Permanent Facings | |
|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S |
| 100 | 2.0 | 2.5 | 1.0 | 1.0 |
| 150 | 1.5 | 2.0 | 1.0 | 1.0 |
| 200 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

| Áreas de superficie de falla: | | |
|--------------------------------|----------|---------------|
| A_C | 196349.5 | mm^2 |
| $A_C = 0.25(\pi)(D_C)^2$ | | |
| A_{GC} | 4560.4 | mm^2 |
| $A_{GC} = 0.25(\pi)(D_{GC})^2$ | | |



| | | |
|---|-------|----|
| Resistencia nominal en la cabeza del anclaje T_{FN} | 288.6 | kN |
|---|-------|----|

3.3.-) Resistencias actuantes en la cara del muro

| | Resistencia Nominal T_{FN} (kN) | Factor α_F | Resistencia admisible T_F (kN) |
|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------|-------------------------------------|
| Resistencia por flexión | 70.0 | 0.67 | 46.89 |
| Resistencia por punzonamiento | 288.6 | 0.67 | 193 |

Para encontrar la resistencia admisible T_F , se determina un factor de resistencia en la condición estática, a partir del siguiente cuadro de información, pág 121 del manual FHWA.

| Elemento | Factor de resistencia (Condición estática) α |
|--|---|
| Resistencia de cabeza de anclaje | $\alpha_F = 0,67$ |
| Resistencia a la tensión de la varilla de anclaje | $\alpha_N = 0,55$ |
| Resistencia a la extracción de interfase suelo-lechada | $\alpha_Q = 0,50$ |
| Suelo | $F = 1,35$ |

La resistencia máxima de diseño de anclajes es la menor entre la resistencia admisible por tensión y la resistencia admisible por punzonamiento

| | | |
|---|-----------|-----------|
| Resistencia máxima de diseño en la cara T_F | 47 | kN |
|---|-----------|-----------|

4.-) Revisión de la condición de servicio de la pantalla

Determinación de empuje activo sobre cabezas de anclaje:

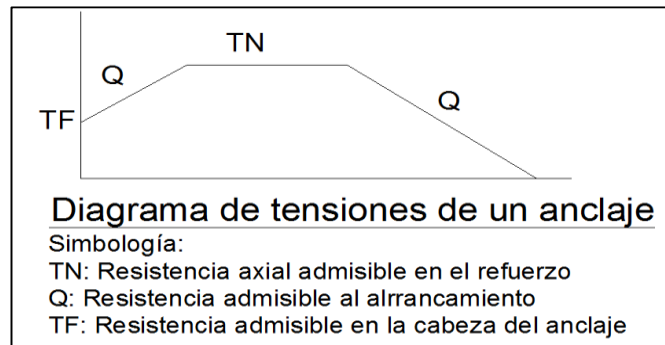
Para realizar el cálculo de la carga de servicio sobre cabezas de anclaje, se hará uso de la siguiente ecuación: $t_F = F_F K_A \gamma H S_H S_V$

| | | |
|--|-------|------|
| Coeficiente de empuje activo (Método Rankine, CCCR) | K_a | 0.53 |
| Razón de esfuerzo de servicio y esfuerzo máximo esperable | F_F | 0.50 |
| Carga de servicio en la cabeza del anclaje t_F | 45.06 | kN |

5.-) Verificación de la condición de servicio de la pantalla

| Condición de la Pantalla (en la cabeza de los anclajes) | | | |
|---|------|----|---------------|
| Resistencia admisible T_F | 46.9 | kN | Cumple |
| Carga de servicio t_F | 45.1 | kN | |

6.-) Diagrama de esfuerzos en la longitud de los anclajes



Resistencia al arrancamiento admisible (Q_D)

Para realizar el cálculo de la resistencia de adherencia admisible, se hará uso de la siguiente ecuación: $Q = \alpha_Q Q_U$

| | | |
|------------------------------------|-----|------|
| Resistencia al arrancamiento Q_D | 7.2 | kN/m |
|------------------------------------|-----|------|

Resistencia axial admisible en el refuerzo (TN)

Para realizar el cálculo de la resistencia axial admisible en el perno, se hará uso de la siguiente ecuación: $T_N = \alpha_N T_{NN}$

| | | |
|-----------------------------------|-------|----|
| Resistencia axial admisible T_N | 118.4 | kN |
|-----------------------------------|-------|----|

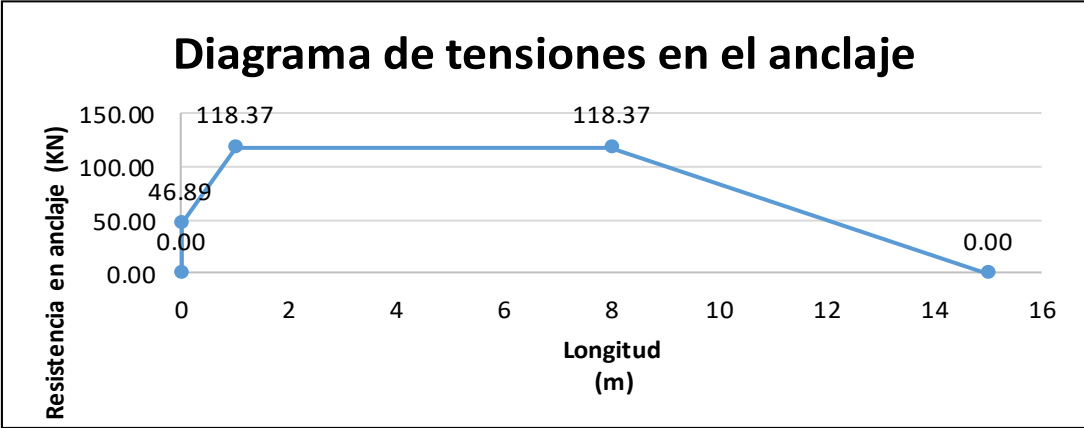
Resistencia admisible en la cabeza del anclaje (TF)


| | | |
|--|------|----|
| Resistencia admisible en la cabeza del anclaje T_F | 46.9 | kN |
|--|------|----|

Datos a graficar. Estimación de longitud donde actúan las resistencias en el perno.

| | Longitud (m) | Resistencia (KN) |
|----------------------------------|--------------|------------------|
| Resistencia en la cara del muro | 0 | 0.00 |
| Resistencia máxima de diseño | 0 | 46.89 |
| Resistencia axial en el refuerzo | 1 | 118.37 |
| Resistencia axial en el refuerzo | 8 | 118.37 |
| Intersección con plano de falla | 15.0 | 0.00 |

Diagrama de resistencias actuando en la longitud del anclaje:



| | | |
|---|-----------------------------|---|
| Proyecto Estabilización de tercer talud en Central Telefónica Cerro Savegre. | |  |
| Elaborado por | Juan Carlos Campos Vallejos | |
| Ingeniería Operativa en Telecomunicaciones | | |

El usuario inserta datos en celdas con borde y relleno color naranja, como el siguiente

1.-) Parámetros de diseño

1.1.-) CARACTERÍSTICAS DEL TALUD

| Parámetros del talud | | |
|---|----------|------|
| Altura de talud (m) | H | 3.4 |
| Inclinación de talud posterior (°) (Con respecto a la horizontal) | α | 50.5 |
| Inclinación cara de talud (°) (Con respecto a la vertical) | θ | 39.5 |

1.2.-) CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

| Parámetros del suelo para diseño ingenieril | | |
|---|----------|------|
| Cohesión (kN/m ²) | C_U | 0.0 |
| Angulo phi (°) | ϕ_U | 18.0 |
| Peso unitario (kN/m ³) | γ | 16.7 |
| Esfuerzo último de unión (kN/m ²) | | 60.0 |

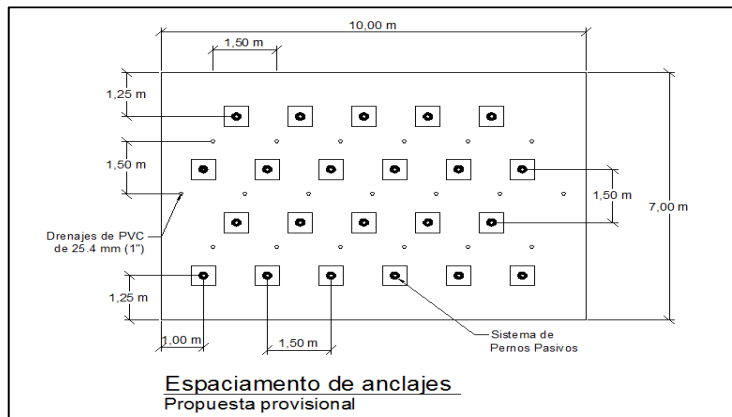
| TABLE 3.3 ULTIMATE BOND STRESS - COHESIVE SOILS | | |
|--|-------------------|--|
| Construction Method | Soil Type | Unit Ultimate Bond Stress kN/m ² (psi) |
| Open Hole | Stiff Clay | 40 - 60 (6.0-8.5) |
| | Stiff Clayey Silt | 40 - 100 (6.0-14.5) |
| | Stiff Sandy Clay | 100 - 200 (16.5-29.0) |

1.3.-) CARACTERÍSTICAS DE LA PANTALLA DE CONCRETO

| Pantalla de concreto | | | |
|--|--------------------------|--------------------|--------|
| Espaciamiento horizontal de pernos (m) | | S_H | 1.50 |
| Espaciamiento vertical de pernos (m) | | S_V | 1.50 |
| Espesor de pantalla de concreto (mm) | | h_c | 150.00 |
| Resistencia a la compresión de concreto (KN/cm ²) (A/C = 0.45) | | f'_c | 2.35 |
| Tipo de malla electrosoldada | | 152x152 MW19xMW19 | |
| | Separación de las celdas | mm | 152 |
| | Área de varilla | mm ² /m | 18.7 |
| | Módulo de Fluencia WWM | kN/cm ² | 27.44 |

**TABLE 4.1
COMMON STYLES OF METRIC WELDED WIRE REINFORCEMENT
WITH EQUIVALENT US CUSTOMARY UNITS¹**

| Metric Styles (MW = Plain Wire) ² | A (mm ² /m) | Wt. (kg/m ²) | Equivalent US Customary Styles (W= Plain Wire) ³ | A (in ² /ft) | Wt. (lbs/ft ²) |
|---|---------------------------|-----------------------------|---|----------------------------|-------------------------------|
| 102x102 - MW9xMW9 | 88.9 | 1.51 | 4x4 - W1.4xW1.4 | 0.042 | 3.1 |
| 102x102 - MW13xMW13 | 127.0 | 2.15 | 4x4 - W2.0xW2.0 | 0.060 | 4.4 |
| 102x102 - MW19xMW19 | 184.2 | 3.03 | 4x4 - W2.9xW2.9 | 0.087 | 6.2 |
| 102x102 - MW26xMW26 | 254.0 | 4.30 | 4x4 - W4.0xW4.0 | 0.120 | 8.8 |
| 152x152 - MW9xMW9 | 59.3 | 1.03 | 6x6 - W1.4xW1.4 | 0.028 | 2.1 |
| 152x152 - MW13xMW13 | 84.7 | 1.46 | 6x6 - W2.0xW2.0 | 0.040 | 3.0 |
| 152x152 - MW19xMW19 | 122.8 | 2.05 | 6x6 - W2.9xW2.9 | 0.058 | 4.2 |
| 152x152 - MW26xMW26 | 169.4 | 2.83 | 6x6 - W4.0xW4.0 | 0.080 | 5.8 |



1.4.-) CARACTERÍSTICAS DE LOS PERNOS DE ANCLAJES

| Detalle de anclajes | | | |
|------------------------------|--------------------|--|-----------------------------|
| Longitud de pernos (m) | L | | 18 |
| Varilla # | ASTM-A706 | | #8 |
| Área transversal de varilla | cm ² | | 5.1 |
| Acero de refuerzo Grado | | | 60 |
| Módulo de Fluencia | kN/cm ² | | 42.2 |
| Concreto de inyección | | | A/C = 0.4 |
| Resistencia a la compresión | kN/cm ² | | 2.1 |
| Método de perforación (3") | | | Rotomartillo, Core Dirille. |
| Diametro de perforación (mm) | D _{GC} | | 76.2 |

Longitud de anclaje

Deben considerar la fricción necesaria para unir la superficie de falla del talud a la superficie resistente. De acuerdo al modelo de Slide, la superficie de falla está cercana a la cara del talud, por lo tanto, la longitud de los pernos no será muy elevada.

Inclinación del anclaje

La inclinación de los anclajes debe ser considerada para permitir la fluidez de la lechada de concreto pobre en la perforación. La inclinación típica utilizada en el ambiente construcción varía de 10 a 20 grados. Menos de 10 grados, se expone a que el mortero no haga su correcto recorrido y por lo tanto se generan vacíos que disminuyen el esfuerzo de unión suelo-anclaje, mayor de 20 grados no es recomendable, ya que la componente vertical de la tensión del anclaje se hace muy grande y entonces debería ser considerada para el diseño de la pantalla.

1.5.-) CARACTERÍSTICAS DE LA PLACA DE ACERO A36

| Detalle de placa metálica | | | |
|--|-----------------------------|--------------------|-------|
| Ancho de placa (mm) | | b_{PL} | 200 |
| Espesor de placa (mm) | | t_{PL} | 6.35 |
| Placa de acero Grado (A36) | | | 60 |
| Acero de refuerzo por punzonamiento GRADO 40 | | ASTM-A615 | #3 |
| | Módulo de Fluencia WWM | kN/cm ² | 27.44 |
| | Cantidad | | 4 |
| | Diámetro de varilla | cm | 0.95 |
| | Área transversal de varilla | cm ² | 2.84 |

2.-) Revisión de diseño preliminar del muro en el talud

2.1.-) Factorización de propiedades del suelo (Cohesión y Ángulo de fricción)

| | | |
|----------------------------|---|---|
| Factor de Seguridad | F | 2 |
|----------------------------|---|---|

| Cohesión (C_U) | |
|----------------------------|------|
| $C_D = C_U / (F \gamma H)$ | |
| C_D | 0.00 |

| Ángulo de fricción (ϕ_U) | |
|--------------------------------------|-----|
| $\phi_D = \tan^{-1}[\tan(\phi_U)/F]$ | |
| ϕ_D | 9.2 |
| Tan(ϕ_D) (para gráfico) | 0.2 |

Para la determinación de la tensión TD, se hace uso del cuadro 1A para un talud trasero de 0°. El cuadro se puede encontrar en la pág 176 del manual FHWA.

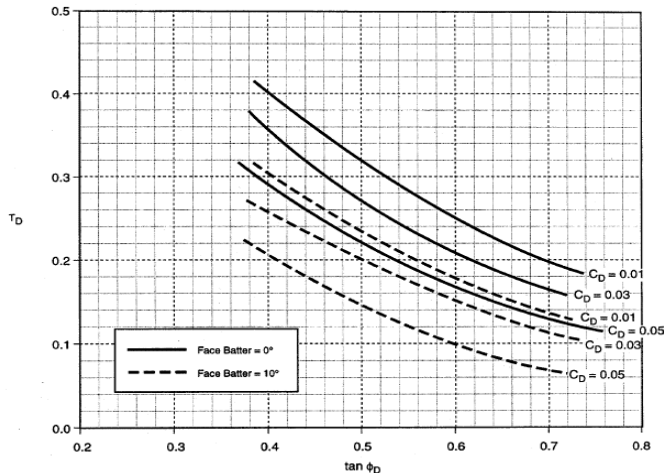
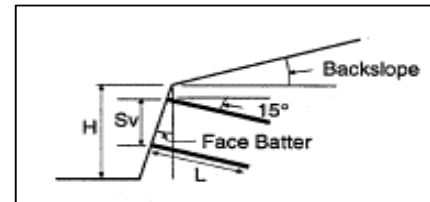


Figure 5.31A Preliminary Design Chart 1A
Backslope = 0°



| Tensión TD (adimensional) | | |
|---|-------|------|
| De Gráfica A. Cuadro 1A de manual de diseño | T_D | 0.43 |

2.2.-) Determinación de área de varilla necesaria:

A partir de la ecuación de TD, se despeja la tensión nominal T_{NN}, para que con ella se determine el área transversal de acero a soportar la tensión real.

$$T_D = \alpha_N T_{NN} / (\gamma H S_V S_H) \quad \dots \dots \dots \rightarrow T_{NN} = \gamma H S_V S_H T_D / \alpha_N$$

Para calcular la tensión nominal requerida, se determina un factor de resistencia de la barra en la condición estática, a partir del siguiente cuadro de información.

| Elemento | Factor de resistencia (Condición estática) α |
|--|--|
| Resistencia de cabeza de anclaje | $\alpha_F = 0,67$ |
| Resistencia a la tensión de la varilla de anclaje | $\alpha_N = 0,55$ |
| Resistencia a la extracción de interfase suelo-lechada | $\alpha_Q = 0,50$ |
| Suelo | F = 1,35 |

| | | |
|-----------------------------------|------------|------|
| Factor de resistencia de la barra | α_N | 0.55 |
|-----------------------------------|------------|------|

| | | |
|--|----|----|
| Tensión Nominal Requerida (T _{NN}) | 99 | kN |
|--|----|----|

| | | |
|--|------------------------|--|
| Para determinar el área de acero se utilizará la siguiente fórmula | $(A_B) = T_{NN} / F_y$ | |
|--|------------------------|--|

| | | |
|---|------|-----------------|
| Área de acero transversal mínimo (A _{B, min}) | 2.34 | cm ² |
|---|------|-----------------|

| | |
|--|----|
| Verificación de Propuesta de diametro de varilla de perno: | OK |
|--|----|

2.3.-) Determinación de longitud de anclaje necesaria:

Para la revisión de longitudes de anclajes, se pretende estudiar la resistencia al arrancamiento, para verificar que la longitud propuesta es viable.

$$Q_D = \alpha_Q Q_U / (\gamma S_V S_H)$$

Para calcular la resistencia al arrancamiento, se determina un factor de resistencia de extracción en la condición estática, a partir del siguiente cuadro de información.

| Elemento | Factor de resistencia (Condición estática) α |
|--|--|
| Resistencia de cabeza de anclaje | $\alpha_F = 0,67$ |
| Resistencia a la tensión de la varilla de anclaje | $\alpha_N = 0,55$ |
| Resistencia a la extracción de interfase suelo-lechada | $\alpha_Q = 0,50$ |
| Suelo | F = 1,35 |

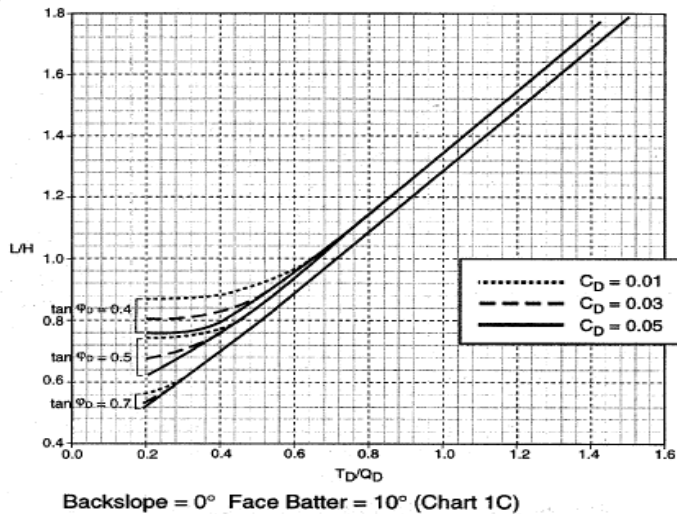
| | | |
|-------------------------------------|------------|------|
| Factor de resistencia de extracción | α_Q | 0.50 |
|-------------------------------------|------------|------|

| | | |
|---|----------------|-------|
| Esfuerzo último de arrancamiento (kN/m) | Q _u | 14.36 |
|---|----------------|-------|

| | | |
|--|-------|------|
| Resistencia al arrancamiento (adimensional) | Q_D | 0.19 |
|--|-------|------|

| | | |
|---|-----------|------|
| Relación para lectura de gráfico | T_D/Q_D | 2.25 |
|---|-----------|------|

| | | |
|---|-----|-----|
| Relación L/H | | |
| De Gráficas B y C del Manual de diseño (Cuadro 1C. Pág 177) | L/H | 4.5 |



| | | |
|--|------|---|
| Longitud mínima de anclaje (L_{MIN}) | 15.1 | m |
|--|------|---|

| | |
|--|-----------|
| Verificación de Propuesta de longitud de anclaje: | OK |
|--|-----------|

| | |
|---|-------------|
| Por lo tanto se colocarán anclajes con longitud (m) de | 18.0 |
|---|-------------|

3.-) Revisión de resistencia en la pantalla de concreto

3.1.-) Resistencia a la flexión en la cabeza del anclaje:

Para revisar la flexión en la pantalla de concreto, se estudiarán los momentos generados por el empuje de tierra en los elementos soportantes, para determinar su resistencia.

Cálculo de momentos en la pantalla

Para hacer el cálculo de los momentos en la pantalla, se utilizará la siguiente fórmula:

Teniendo en cuenta que $b = S_H$

$$m_v = \frac{A_s F_y \gamma}{b} \left(d - \frac{A_s F_y}{1.7 f'_c b} \right)$$

| Momento vertical positivo | | |
|---------------------------|-------|-----------------|
| $A_{S,POS}$ | 184.5 | mm ² |
| $M_{V,POS}$ | 2.503 | kN-m/m |

| Momento vertical negativo | | |
|---------------------------|-------|-----------------|
| $A_{S,NEG 1}$ | 184.5 | mm ² |
| $A_{S,NEG 2}$ | 284.0 | mm ² |
| $M_{V,NEG}$ | 6.245 | kN-m/m |

Resistencia Nominal en flexión en la Cabeza del Anclaje (T_{FN})

Para hacer el cálculo de la resistencia nominal en la cabeza del anclaje, se utilizará la siguiente fórmula:

$$T_{FN} = C_F (m_{V,NEG} + m_{V,POS}) \left(\frac{8 S_H}{S_V} \right)$$

Para realizar el cálculo de la TFN, se estima un factor (CF) que considera el efecto de la presión no uniforme del suelo actuando detrás de la cara del muro (ver siguiente cuadro).

| | |
|----|---|
| CF | 1 |
|----|---|

**TABLE 4.2
FACING PRESSURE FACTORS
RECOMMENDED VALUES FOR DESIGN**

| Nominal Facing Thickness (mm) | Temporary Facings | | Permanent Facings | |
|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S |
| 100 | 2.0 | 2.5 | 1.0 | 1.0 |
| 150 | 1.5 | 2.0 | 1.0 | 1.0 |
| 200 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

| | | |
|---|------|----|
| Resistencia nominal en la cabeza del anclaje (T_{FN}) | 70.0 | kN |
|---|------|----|

3.2.-) Resistencia al punzonamiento V_N :

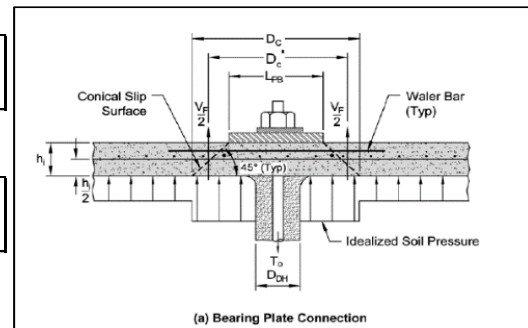
Para hacer el cálculo del punzonamiento en la cara, se utilizará la siguiente fórmula: $V_N = 0.33\sqrt{f'_c} (\text{MPa}) (\pi)(D'_c)(h_c)$

| | | |
|--|--------------------------|--------|
| Diámetro equivalente de superficie de deslizamiento (mm) | D'_c | 350.00 |
|--|--------------------------|--------|

$$D'_c = b_{PL} + h_c.$$

| | | |
|--|-------------------------|--------|
| Diámetro de superficie de deslizamiento (mm) | D_c | 500.00 |
|--|-------------------------|--------|

$$D'_c = D_c - h_c$$



| | | |
|---------------------------------------|-------|----|
| Punzonamiento V_N | 264.0 | kN |
|---------------------------------------|-------|----|

Resistencia Nominal al punzonamiento de Cabeza de Anclaje (T_{FN})

Para el cálculo de la resistencia nominal al punzonamiento, se utiliza la siguiente fórmula: $T_{FN} = V_N \left(\frac{1}{1 - C_s(A_c - A_{GC}) / (S_v S_H - A_{GC})} \right)$

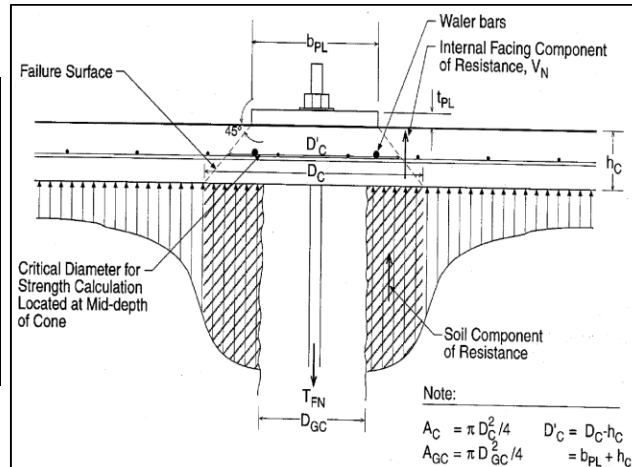
Para realizar el cálculo de la TFN, se estima un factor (CS) que considera el efecto de la presión no uniforme del suelo actuando detrás de la cara del muro (ver siguiente cuadro).

| | |
|----|---|
| CS | 1 |
|----|---|

**TABLE 4.2
FACING PRESSURE FACTORS
RECOMMENDED VALUES FOR DESIGN**

| Nominal Facing Thickness (mm) | Temporary Facings | | Permanent Facings | |
|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S | Flexure Pressure Factor C_F | Shear Pressure Factor C_S |
| 100 | 2.0 | 2.5 | 1.0 | 1.0 |
| 150 | 1.5 | 2.0 | 1.0 | 1.0 |
| 200 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

| Áreas de superficie de falla: | | |
|--------------------------------|----------|---------------|
| A_C | 196349.5 | mm^2 |
| $A_C = 0.25(\pi)(D_C)^2$ | | |
| A_{GC} | 4560.4 | mm^2 |
| $A_{GC} = 0.25(\pi)(D_{GC})^2$ | | |



| | | |
|---|-------|----|
| Resistencia nominal en la cabeza del anclaje T_{FN} | 288.6 | kN |
|---|-------|----|

3.3.-) Resistencias actuantes en la cara del muro

| | Resistencia Nominal T_{FN} (kN) | Factor α_F | Resistencia admisible T_F (kN) |
|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------|-------------------------------------|
| Resistencia por flexión | 70.0 | 0.67 | 46.89 |
| Resistencia por punzonamiento | 288.6 | 0.67 | 193 |

Para encontrar la resistencia admisible T_F , se determina un factor de resistencia en la condición estática, a partir del siguiente cuadro de información, pág 121 del manual FHWA.

| Elemento | Factor de resistencia (Condición estática) α |
|--|---|
| Resistencia de cabeza de anclaje | $\alpha_F = 0,67$ |
| Resistencia a la tensión de la varilla de anclaje | $\alpha_N = 0,55$ |
| Resistencia a la extracción de interfase suelo-lechada | $\alpha_Q = 0,50$ |
| Suelo | $F = 1,35$ |

La resistencia máxima de diseño de anclajes es la menor entre la resistencia admisible por tensión y la resistencia admisible por punzonamiento

| | | |
|---|-----------|-----------|
| Resistencia máxima de diseño en la cara T_F | 47 | kN |
|---|-----------|-----------|

4.-) Revisión de la condición de servicio de la pantalla

Determinación de empuje activo sobre cabezas de anclaje:

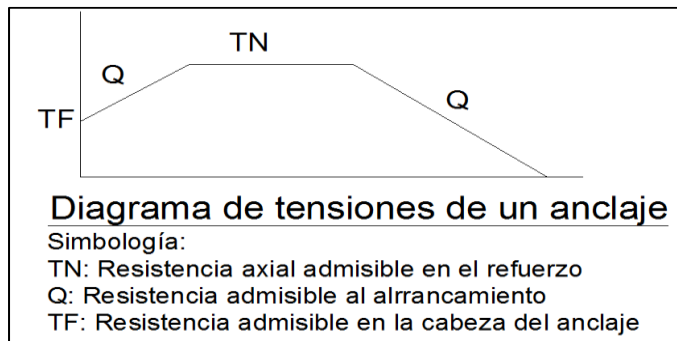
Para realizar el cálculo de la carga de servicio sobre cabezas de anclaje, se hará uso de la siguiente ecuación: $t_F = F_F K_A \gamma H S_H S_V$

| | | |
|--|-------|------|
| Coeficiente de empuje activo (Método Rankine, CCCR) | K_a | 0.53 |
| Razón de esfuerzo de servicio y esfuerzo máximo esperable | F_F | 0.50 |
| Carga de servicio en la cabeza del anclaje t_F | 33.28 | kN |

5.-) Verificación de la condición de servicio de la pantalla

| Condición de la Pantalla (en la cabeza de los anclajes) | | | |
|---|------|----|--------|
| Resistencia admisible T_F | 46.9 | kN | Cumple |
| Carga de servicio t_f | 33.3 | kN | |

6.-) Diagrama de esfuerzos en la longitud de los anclajes



Resistencia al arrancamiento admisible (Q_D)

Para realizar el cálculo de la resistencia de adherencia admisible, se hará uso de la siguiente ecuación: $Q = \alpha_Q Q_U$

| | | |
|------------------------------------|-----|------|
| Resistencia al arrancamiento Q_D | 7.2 | kN/m |
|------------------------------------|-----|------|

Resistencia axial admisible en el refuerzo (TN)

Para realizar el cálculo de la resistencia axial admisible en el perno, se hará uso de la siguiente ecuación: $T_N = \alpha_N T_{NN}$

| | | |
|-----------------------------------|-------|----|
| Resistencia axial admisible T_N | 118.4 | kN |
|-----------------------------------|-------|----|

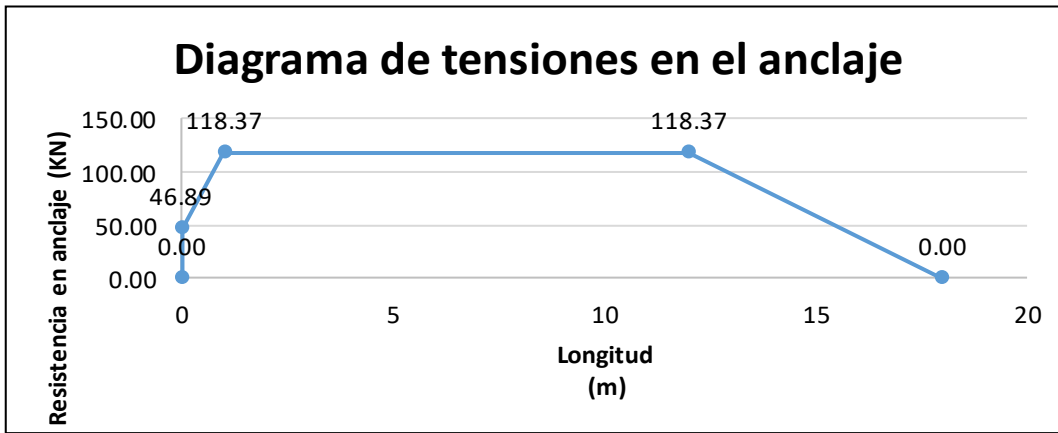
Resistencia admisible en la cabeza del anclaje (TF)

| | | |
|--|------|----|
| Resistencia admisible en la cabeza del anclaje T_f | 46.9 | kN |
|--|------|----|

Datos a graficar. Estimación de longitud donde actúan las resistencias en el perno.

| | Longitud (m) | Resistencia (KN) |
|----------------------------------|--------------|------------------|
| Resistencia en la cara del muro | 0 | 0.00 |
| Resistencia máxima de diseño | 0 | 46.89 |
| Resistencia axial en el refuerzo | 1 | 118.37 |
| Resistencia axial en el refuerzo | 12 | 118.37 |
| Intersección con plano de falla | 18.0 | 0.00 |

Diagrama de resistencias actuando en la longitud del anclaje:



Anexos

Anexo 1. Figuras para recomendación del sistema de canalización de aguas

Anexo 2. Figuras para recomendación de Enrocado Rip-Rap

Anexo 3. Registro fotográfico

Anexo 4. Hojas de inspección de taludes

Anexo 5. Datos de levantamiento topográfico

Anexo 6. Planos catastro de los sitios

Anexo 7. Planos constructivos

Anexo 8. Capturas de modelo 3D en Sketch up 8

Anexo 1. Figuras para recomendación del sistema de canalización de aguas

| Superficie | Características | Coefficiente C |
|--------------------------------------|------------------|----------------|
| Superficie de carretera | Pavimentada | 0.7 a 0.95 |
| | Destapada | 0.3 a 0.7 |
| Talud | Suelo fino | 0.4 a 0.65 |
| | Suelo Grueso | 0.1 a 0.3 |
| | Roca dura | 0.7 a 0.85 |
| | Roca blanda | 0.5 a 0.75 |
| Pastizales en suelos arenosos | Pendiente 0 a 2% | 0.05 a 0.1 |
| | 2 a 7% | 0.1 a 0.15 |
| | Más de 7% | 0.15 a 0.25 |
| Pastizales en suelos arcillosos | Pendiente 0 a 2% | 0.13 a 0.17 |
| | 2 a 7% | 0.18 a 0.22 |
| | Más de 7% | 0.25 a 0.35 |
| Escarpes de fuerte pendiente en Roca | | 0.75 a 0.95 |
| Arenas intermedias | | 0.20 a 0.40 |
| Parques con árboles y pastos | | 0.10 a 0.25 |
| Montañas de pendientes suaves | | 0.30 |
| Montañas de pendientes fuertes | | 0.50 |

Figura N° 1. Valores típicos del coeficiente de escorrentía C para el método racional
Fuente: Díaz, 2001

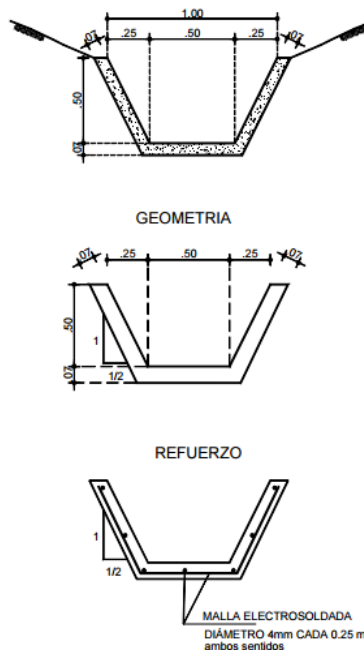


Figura N° 2. Perfiles de Canales Revestidos en concreto
Fuente: Díaz, 2001

Anexo 2. Figuras para recomendación de Enrocado Rip-Rap

| Ensayo | Norma | Criterio general de conveniencia |
|---------------------------|------------|---|
| Petrografía | ASTM C 295 | Roca fresca, cristalina sin arcilla ni minerales solubles y pocas discontinuidades. |
| Densidad | | El peso unitario seco debe ser mayor a 2.2 Ton/m ³ . Para que esto ocurra la roca no debe ser porosa. |
| Absorción | | Un enrocado de buena calidad debe tener una absorción del 1%. Las absorciones de más del 2% sugieren problemas de durabilidad de la roca. |
| Solidez a los sulfatos | CRD- C 137 | Las pérdidas en el ensayo no deben ser mayores al 5%. Una roca con más del 10% de pérdidas es una roca de mala calidad. |
| Solidez al glycol-etileno | CRD-C 148 | No debe presentar deterioro en el ensayo. El deterioro indica la presencia de arcilla. |
| Abrasión | CRD-C 145 | Debe tener menos del 20% de pérdidas a 500 revoluciones. |
| Humedecimiento y secado | | No debe presentar agrietamiento. |
| Prueba de caída | | No debe romperse ni agrietarse. |

Figura N° 3. Criterios para evaluar la calidad del sistema Rip-Rap
Fuente: Díaz, 2001

| Gradación | D ₈₅ /D ₁₅ | W ₈₅ /W ₁₅ | Observaciones |
|------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------|
| Angosta | 1.2 a 1.5 | 1.7 a 3.4 | Llamada gradación sencilla |
| Amplia | 1.5 a 2.5 | 3.4 a 16 | Utilizada para riprap |
| Muy amplia | 2.5 a mayor de 5.0 | 16 a > 125 | |

Figura N° 4. Clasificación de granulometría en enrocados Rip-Rap
Fuente: Díaz, 2001

| Clase de enrocado | Tamaño de roca (m) | Peso de roca (Kg) | El % que pasa debe ser menor de |
|-------------------|--------------------|-------------------|---------------------------------|
| Enchape | 0.395 | 85 | 100 |
| | 0.294 | 35 | 50 |
| | 0.122 | 2.5 | 10 |
| Ligero | 0.546 | 225 | 100 |
| | 0.395 | 85 | 50 |
| | 0.122 | 2.5 | 10 |
| 0.23 ton | 0.688 | 450 | 100 |
| | 0.546 | 225 | 50 |
| | 0.294 | 35 | 10 |
| 0.45 ton | 0.866 | 900 | 100 |
| | 0.688 | 450 | 50 |
| | 0.546 | 225 | 10 |
| 0.95 ton | 1.092 | 1800 | 100 |
| | 0.866 | 900 | 50 |
| | 0.688 | 450 | 5 |
| 1.85 ton | 1.375 | 3600 | 100 |
| | 1.092 | 1800 | 50 |
| | 0.866 | 900 | 5 |

Figura N° 5. Clases y gradaciones de los enrocados Rip-Rap
Fuente: Díaz, 2001

Anexo 3. Registro fotográfico

Registro fotográfico de la Central telefónica Cerro Savegre



Figura N° 6. Perfil de la Central Telefónica Cerro Savegre. El talud de intervención ingenieril se ubica en el costado izquierdo de la figura



Figura N° 7. Colindancia del talud en condiciones de deslizamiento con la Central. Solución provisional de Vetiver en el primer talud



Figura N° 8. Solución provisional de Vetiver en el primer talud y en el intermedio. De igual manera, en la berma intermedia



Figura N° 9. Fotografía de la conformación en bermas del talud

Registro fotográfico de la Central telefónica Cerro Alacranes



Figura N° 10. Perfil de la Central Telefónica del ICE. El levantamiento topográfico se realizó en el terreno de la margen izquierda de la imagen

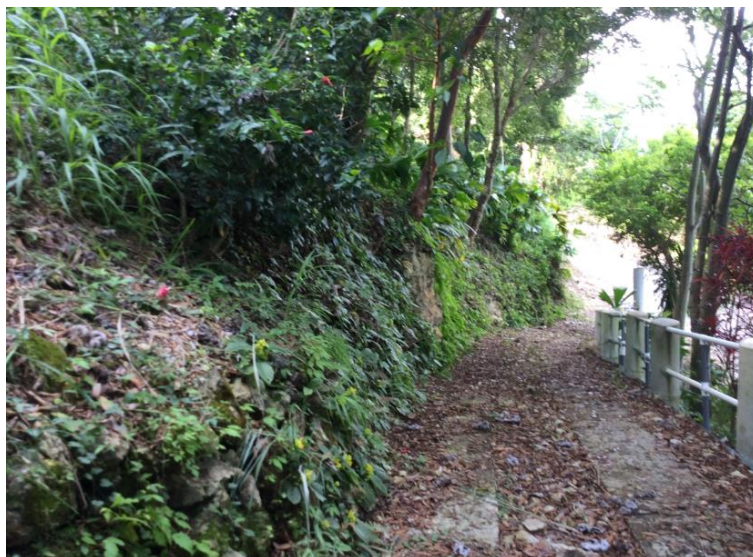


Figura N° 11. Camino de propiedad privada en colindancia con el terreno de fundación de la Central



Figura N° 12. Ilustración del talud de colindancia con la propiedad



Figura N° 13. Exposición de una esquina del perímetro de la Central

Registro fotográfico de la Radio Base Esterillos



Figura N° 14. Lindero en la margen izquierda de la Radio Base



Figura N° 15. Lindero en la margen derecha de la Radio Base



Figura N° 16. Fotografía del perfil del talud levantado



Figura N° 17. Cimentación de la torre cercana al perfil del talud en estudio (al fondo)

Anexo 4. Hojas de inspección de taludes

Informe de Central Telefónica Cerro Savegre

| Informe de inspección de talud | | | | 1/4 |
|--|---|---|---|-----|
| 1 - Datos generales | | | | |
| 1.1 Fecha de inspección: <u>22/xt/2016</u> | | 1.2 Ubicación general: <u>Cerro Savegre, Páramo Zaldón</u> | | |
| 1.3 Profesional responsable: | Nombre: <u>Juan Carlos Campos V</u> | <input type="checkbox"/> Deslizamiento identificado | | |
| | No. profesional: _____ | <input checked="" type="checkbox"/> Talud con potencial de deslizamientos | | |
| | Institución/Empresa: <u>ICE</u> | <input type="checkbox"/> Talud estable | | |
| 2 - Localización | | | | |
| 2.1 Ubicación del talud | Provincia: <u>San José</u> | Cantón: <u>Pérez Zeledón</u> | Distrito: <u>Savegre (Páramo)</u> | |
| 2.2 Coordenadas: | Norte: <u>9° 41' 52.24"</u> | Oeste: <u>83° 51' 46.00"</u> | Elevación: _____ msnm | |
| 2.3 Otras referencias: _____ | | | | |
| 3 - Características generales | | | | |
| 3.1 Uso del suelo | | 3.2 Densidad de población | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Área urbanizada | <input type="checkbox"/> Camino, carretera | <input type="checkbox"/> Alta | <input type="checkbox"/> Media | |
| <input type="checkbox"/> Terreno natural | <input type="checkbox"/> Otros: _____ | <input type="checkbox"/> Baja | <input checked="" type="checkbox"/> Nula | |
| 3.3 Tipo de vegetación | | 3.4 Condición de la vegetación | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Árboles | <input checked="" type="checkbox"/> Páramo <u>lejanos. (en el talud no hay)</u> | <input type="checkbox"/> Alta | <input checked="" type="checkbox"/> Media | |
| <input type="checkbox"/> Arbustos | <input type="checkbox"/> Ninguna | <input type="checkbox"/> Dispersa | | |
| 3.5 Manejo de aguas | | 3.6 Condición del sistema de drenaje | | |
| <input type="checkbox"/> Natural | <input type="checkbox"/> Inexistente | <input type="checkbox"/> Buena | <input type="checkbox"/> Obstruida | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Artificial <u>(Cuneta y por escorrentía)</u> | | <input type="checkbox"/> Mala | <input checked="" type="checkbox"/> Insuficiente | |
| 3.7 Tipo de relieve | | 3.8 Perfil de la ladera | | |
| <input type="checkbox"/> Escarpado | <input type="checkbox"/> Ondulado | <input type="checkbox"/> Cóncavo | <input checked="" type="checkbox"/> Uniforme | |
| <input type="checkbox"/> Montañoso | <input checked="" type="checkbox"/> Suave | <input type="checkbox"/> Convexo | <u>(Barridos)</u> | |
| 4 - Características específicas | | | | |
| 4.1 Tipo de talud visitado | | 4.2 Geometría (ver croquis en 5.12) | | |
| <input type="checkbox"/> Ladera natural | <input checked="" type="checkbox"/> Talud en corte | Altura media (m) <u>8,53</u> | Inclinación (°) <u>50,47°</u> | |
| <input type="checkbox"/> Talud en relleno | <input type="checkbox"/> Otros: _____ | Altura máx (m) <u>13,13</u> | Longitud (m) <u>19,41</u> | |
| 4.3 Condición de saturación | | 4.4 Obras de contención existentes | | |
| <input type="checkbox"/> Seco | <input type="checkbox"/> Flujo de agua en corona | <input checked="" type="checkbox"/> Sí | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Húmedo | <input type="checkbox"/> Flujo de agua al pie | <input type="checkbox"/> No | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Saturado | <input checked="" type="checkbox"/> Flujo de agua intermedio | Tipo: <u>Estabilización por geomalla y Vetiver (Bermas)</u> | | |
| <input type="checkbox"/> Otro, ver croquis adjunto: _____ | | | | |
| 4.5 Naturaleza del material | | 4.6 Origen del material | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Suelo | <input checked="" type="checkbox"/> Con grietas | <input checked="" type="checkbox"/> Cohesivo | <input type="checkbox"/> Suelo residual | |
| | <input type="checkbox"/> Sin grietas | <input type="checkbox"/> Fricionante | <input checked="" type="checkbox"/> Depósito aluvial | |
| | <input type="checkbox"/> Con bloques | | <input checked="" type="checkbox"/> Coluvio | |
| <input type="checkbox"/> Roca | <input type="checkbox"/> Poco fragmentada | <input type="checkbox"/> Roca sana | <input type="checkbox"/> Relleno | |
| | <input type="checkbox"/> Fragmentada | <input type="checkbox"/> Poco meteorizada | <input type="checkbox"/> Escarros | |
| | <input type="checkbox"/> Con bloques | <input type="checkbox"/> Meteorizada | <input type="checkbox"/> Basura | |
| <input type="checkbox"/> Otros: <u>Acilla Rojiza húmeda-plasticidad media.</u> | | | <input type="checkbox"/> Otros: _____ | |
| 4.7 Evidencias de movimiento o deterioro | | | | |
| <input type="checkbox"/> Grietas en el terreno | <input type="checkbox"/> Levantamiento del pie del talud | <input type="checkbox"/> Grietas en estructuras | <input type="checkbox"/> | |
| <input type="checkbox"/> Árboles inclinados | <input checked="" type="checkbox"/> Basculamiento de bloques | <input type="checkbox"/> Otros | <input checked="" type="checkbox"/> Deslizamiento y rotura de la geomalla y planta Vetiver. | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Corvas | <input type="checkbox"/> Lagunas sin afloramientos visibles | | | |

5. Informe de inspección de talud con deslizamiento identificado

Fecha de ocurrencia del deslizamiento: _____

5.1 Elevaciones del deslizamiento
 Corona: _____ msnm Punta: _____ msnm Pie: _____ msnm Círculo: _____ msnm

5.2 Tipo de material deslizado
 Suelo Relleno Arboles Otros: _____
 Roca Basura Todos los anteriores

5.3 Modo de falla en suelo
 Rotacional Traslacional Compuesto Hundimiento
 Otros: _____

5.4 Modo de falla en roca
 Planar Cuña Volcaniceto Otros: _____

5.5 Superficie de deslizamiento
 Suelo - Suelo Suelo - Roca Roca - Roca No identificada

5.6 Geometría estimada

5.6.1 Longitud total $L_t =$ _____ m

5.6.2 Superficie de ruptura
 Largo $L_r =$ _____ m Ancho $W_r =$ 20 m Profundidad $D_r =$ (40 Control) (15 Intervención) m

5.6.3 Desplazamiento de la masa
 Largo $L_d =$ _____ m Ancho $W_d =$ 25 m Profundidad $D_d =$ _____ m

5.7 Volumen estimado de la masa deslizada (Fell, 1994)
 Extremadamente pequeño (menos de 500 m³) Muy pequeño (500 m³ a 5.000 m³) Pequeño (5.000 m³ a 50.000 m³) Mediano (50.000 m³ a 250.000 m³)
 Medianamente grande (250.000 m³ a 1.000.000 m³) Muy grande (1.000.000 m³ a 5.000.000 m³) Extremadamente grande (mayor de 5.000.000 m³)

5.8 Velocidad del deslizamiento (Cruden y Varnes, 1996; Hung et al, 2014)
 Extremadamente rápido (5 m/s) Muy rápido (3 m/min) Rápido (1,8 m/hr) Moderada (13 m/tracks)
 Lento (1,6 m/año) Muy lento (16 mm/año) Extremadamente lento No determinada

5.9 Factores generadores del deslizamiento
 Lluvia Sismo Cortes Rellenos *Inestabilidad por*
 Erosión Otras causas antrópicas *destrucción matriz de suelo. y*
Presencia de agua.

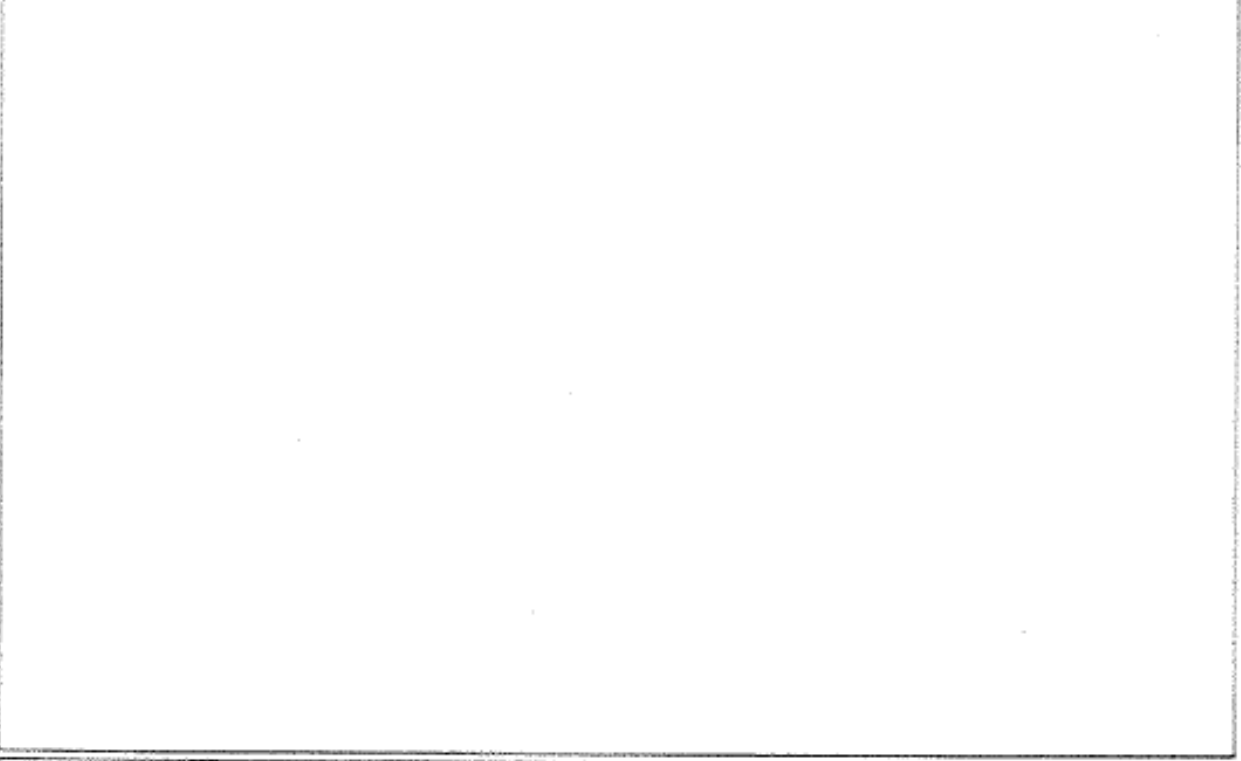
5.10 Consecuencias del deslizamiento
 Víctimas fatales (n° _____) Víctimas no fatales (n° _____) Obstrucción de vías Destrucción de vías
 Daños en propiedad pública Daños en propiedad privada Sin consecuencias
 Otros: _____

5.11 Antecedentes
 ¿Se ha presentado antes este tipo de evento en el lugar o cerca del mismo?
 Sí No
 Explique: Después de la solución de
be. mes geométricos y volver
no se ha presentado ningún deslizamiento hasta ahora.

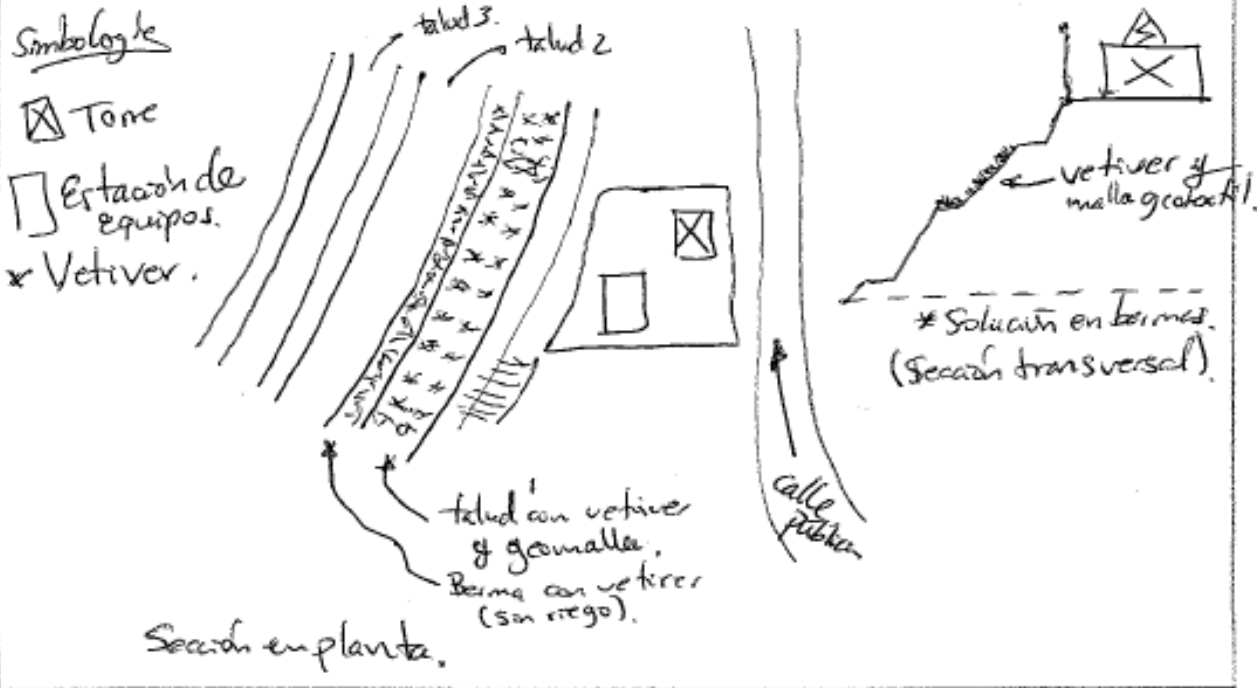
5.12 Croquis del deslizamiento

| 6. Informe de inspección de talud con posible deslizamiento identificado | | 3/4 |
|---|--|--|
| 6.1 Tipología identificada para el posible deslizamiento en suelo | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Rotacional | <input type="checkbox"/> Tradicional | <input type="checkbox"/> Compuesto |
| <input type="checkbox"/> Otros: _____ | <input type="checkbox"/> Hundimiento | |
| 6.2 Tipología identificada para el posible deslizamiento en roca | | |
| <input type="checkbox"/> Planar | <input type="checkbox"/> Cuña | <input type="checkbox"/> Volcamiento |
| <input type="checkbox"/> Otros: _____ | | |
| 6.3 Posible superficie de deslizamiento | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Suelo - Suelo | <input type="checkbox"/> Suelo - Roca | <input type="checkbox"/> Roca - Roca |
| | | <input type="checkbox"/> No identificada |
| 6.4 Grado de riesgo | | 6.5 Número de elementos en riesgo |
| <input checked="" type="checkbox"/> Alto | <input type="checkbox"/> Vidas (menos de 10) | <input type="checkbox"/> Viviendas |
| <input type="checkbox"/> Medio | <input type="checkbox"/> Vidas (entre 10 y 30) | <input type="checkbox"/> Hospital / Escuela |
| <input type="checkbox"/> Bajo | <input type="checkbox"/> Vidas (más de 30) | <input checked="" type="checkbox"/> Edificio público |
| | | <input type="checkbox"/> Edificio privado |
| | | <input type="checkbox"/> Camiso |
| | | <input type="checkbox"/> Otros: _____ |
| 7 - Necesidad de medidas de emergencia | | |
| ¿Existe la necesidad de implementar medidas de emergencia? <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/> Sí | | |
| En caso de ser necesarias, enumere por orden de prioridad las posibles acciones que se deben efectuar para solucionar el problema. | | |
| <p>1. Ya existe una solución de estabilización vegetal con una reducción de taludes, por medio de bermes. Implementación de malla geotextil para impermeabilización de aguas y planta vetiver para aumentar la unión de bloques de suelo. Sin embargo es necesario darle mantenimiento regular, ya que hay sectores donde la planta necesita riego para crecer.</p> <p>2. En una parte del terreno de la (entra) ha colapsado su material, el suelo ha deslizado parte de su masa en contacto con el concreto lanzado del terrazo ICB. Por mantenimiento.</p> <p>3. El problema de inestabilidad podría continuarse, por lo que se propone un sostenimiento de taludes con anclajes pernos y geomallas.</p> <p>4. _____</p> <p>_____</p> <p>_____</p> | | |
| 8 - Información complementaria para describir la situación | | |
| <p>- La primera berna construida (de esta la corona hacia el pie del talud), tiene sembra de vetiver, sin embargo necesita riego, pues no ha crecido lo que se espera para dar solución de unión a los bloques de suelo propensos a deslizarse.</p> <p>- En una parte del terreno ICB, se encontró un pequeño colapso de la geomalla, pues se derivó que la masa de suelo se ha deslizado, cerca de la pantalla de concreto lanzado.</p> <p>- Suelo cohesivo, arcilloso. De color café rojizo.</p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p> | | |

9 - Registro fotográfico (incluir fotografía panorámica, detalles de litología, incidencias y otros detalles)



10 - Croquis (Incluir planta, sección transversal en el punto de mayor altura, de mayor inclinación y en la zona de incidencia)



Informe de Central Telefónica Cerro Alacranes

| Informe de inspección de talud | | | | 1/4 |
|---|--|--|--|-----------------------|
| 1 - Datos generales | | | | |
| 1.1 Fecha de inspección: <u>22/sep/2006</u> | | 1.2 Ubicación general: <u>Cerro Alacranes, Quipa</u> | | |
| 1.3 Profesional responsable: <u>Juan Carlos Compañ</u> | | 1.4 Condición del talud: | | |
| Nombre: <u>Juan Carlos Compañ</u> | | <input type="checkbox"/> Deslizamiento identificado <input checked="" type="checkbox"/> Talud con potencial de deslizamiento <input type="checkbox"/> Talud estable | | |
| No. profesional: _____ | | | | |
| Institución/Empresa: _____ | | | | |
| 2 - Localización | | | | |
| 2.1 Ubicación del talud: Provincia: <u>Rumburitas</u> | | Cantón: <u>Quipos</u> | | Distrito: _____ |
| 2.2 Coordenadas: Norte: <u>9° 42' 40.6" N</u> | | Oeste: <u>84° 15' 31" W</u> | | Elevación: _____ msnm |
| 2.3 Otras referencias: _____ | | | | |
| 3 - Características generales | | | | |
| 3.1 Uso del suelo | | 3.2 Densidad de población | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Área urbanizada <input type="checkbox"/> Terreno natural | | <input type="checkbox"/> Alta <input checked="" type="checkbox"/> Baja | | |
| <input type="checkbox"/> Camino, carretera <input checked="" type="checkbox"/> Otros: <u>ICB</u> | | <input type="checkbox"/> Media <input type="checkbox"/> Nula | | |
| 3.3 Tipo de vegetación | | 3.4 Condición de la vegetación | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Árboles <input checked="" type="checkbox"/> Arbustos | | <input checked="" type="checkbox"/> Alta <input type="checkbox"/> Dispersa | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Pasto <input type="checkbox"/> Ninguna | | <input type="checkbox"/> Media | | |
| 3.5 Manejo de aguas | | 3.6 Condición del sistema de drenaje | | |
| <input type="checkbox"/> Natural <input type="checkbox"/> Artificial | | <input type="checkbox"/> Buena <input checked="" type="checkbox"/> Mala | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Inexistente <u>(Existe tanque de agua)</u> | | <input type="checkbox"/> Obstruida <input type="checkbox"/> Insuficiente | | |
| 3.7 Tipo de relieve | | 3.8 Perfil de la ladera | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Escarpado <input type="checkbox"/> Montañoso | | <input type="checkbox"/> Cóncavo <input type="checkbox"/> Convexo | | |
| <input type="checkbox"/> Ondulado <input type="checkbox"/> Suave | | <input checked="" type="checkbox"/> Uniforme | | |
| 4 - Características específicas | | | | |
| 4.1 Tipo de talud visitado | | 4.2 Geometría (ver croquis en 5.12) | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Ladera natural <input type="checkbox"/> Talud en corte | | Altura media (m) <u>6,1</u> Inclinación (°) <u>46,09</u> Altura máx (m) <u>8,96</u> Longitud (m) <u>12,38</u> | | |
| <input type="checkbox"/> Talud en relleno <input type="checkbox"/> Otros: _____ | | | | |
| 4.3 Condición de saturación | | 4.4 Obras de contención existentes | | |
| <input type="checkbox"/> Seco <input checked="" type="checkbox"/> Húmedo <input type="checkbox"/> Saturado <input type="checkbox"/> Otro, ver croquis adjunto: _____ | | <input type="checkbox"/> Sí <input checked="" type="checkbox"/> No Tipo: _____ | | |
| <input type="checkbox"/> Flujo de agua en coronas <input type="checkbox"/> Flujo de agua al pie <input checked="" type="checkbox"/> Flujo de agua intermedio | | | | |
| 4.5 Naturaleza del material | | 4.6 Origen del material | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Suelo <input checked="" type="checkbox"/> Roca <input type="checkbox"/> Otros: _____ | | <input type="checkbox"/> Suelo residual <input checked="" type="checkbox"/> Depósito aluvial <input checked="" type="checkbox"/> Coluvio <input checked="" type="checkbox"/> Relleco <input checked="" type="checkbox"/> Escombros <input type="checkbox"/> Barras <input type="checkbox"/> Otros: _____ | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Con grietas <input type="checkbox"/> Sin grietas <input type="checkbox"/> Con bloques | | <input type="checkbox"/> Cohesivo <input checked="" type="checkbox"/> Friccional | | |
| <input type="checkbox"/> Poco fracturada <input type="checkbox"/> Fracturada <input checked="" type="checkbox"/> Con bloques | | <input type="checkbox"/> Roca sana <input type="checkbox"/> Poco meteorizada <input checked="" type="checkbox"/> Meteorizada | | |
| 4.7 Evidencias de movimiento o deterioro | | | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Grietas en el terreno <input checked="" type="checkbox"/> Árboles inclinados <input type="checkbox"/> Coronas | | <input type="checkbox"/> Levantamiento del pie del talud <input checked="" type="checkbox"/> Basculamiento de bloques <input type="checkbox"/> Lagunas sin afluentes visibles | | |
| <input type="checkbox"/> Grietas en estructuras <input checked="" type="checkbox"/> Otros | | <input type="checkbox"/> Grietas en estructuras <input checked="" type="checkbox"/> Otros | | |

→ Posibilidad de basculación de una esquina de la central telefónica.

5. Informe de inspección de talud con deslizamiento identificado

Fecha de ocurrencia del deslizamiento: _____

5.1 Elevaciones del deslizamiento
 Curva: _____ msnm Punta: _____ msnm Pie: _____ msnm Cima: _____ msnm

5.2 Tipo de material deslizado
 Suelo Relleno Arboles Otros: _____
 Roca Basura Todos los anteriores

5.3 Modo de falla en suelo
 Rotacional Traduccional Compuesto Hundimiento
 Otros: _____

5.4 Modo de falla en roca
 Pizar Cuña Volcamiento Otros: _____

5.5 Superficie de deslizamiento
 Suelo - Suelo Suelo - Roca Roca - Roca No identificada

5.6 Geometría estimada

| | |
|---------------------------------|--|
| 5.6.1 Longitud total | $L_t =$ _____ m |
| 5.6.2 Superficie de ruptura | Largo $L_r =$ _____ m Profundidad $D_r =$ _____ m Ancho $W_r =$ _____ m |
| 5.6.3 Desplazamiento de la masa | Largo $L_d =$ _____ m Profundidad $D_d =$ _____ m Ancho $W_d =$ _____ m |

5.7 Volumen estimado de la masa deslizada (Fell, 1994)

| | | | |
|---|--|---|--|
| <input type="checkbox"/> Extremadamente pequeño menor de 500 m ³ | <input type="checkbox"/> Muy pequeño 500 m ³ a 5.000 m ³ | <input type="checkbox"/> Pequeño 5.000 m ³ a 50.000 m ³ | <input type="checkbox"/> Mediano 50.000 m ³ a 250.000 m ³ |
| <input type="checkbox"/> Medianamente grande 250.000 m ³ a 1.000.000 m ³ | <input type="checkbox"/> Muy grande 1.000.000 m ³ a 5.000.000 m ³ | <input type="checkbox"/> Extremadamente grande mayor de 5.000.000 m ³ | |

5.8 Velocidad del deslizamiento (Cruken y Varnes, 1996; Hung et al, 2014)

| | | | |
|--|--|---|---|
| <input type="checkbox"/> Extremadamente rápido (5 m/s) | <input type="checkbox"/> Muy rápido (3 m/min) | <input type="checkbox"/> Rápido 1,8 m/hr | <input type="checkbox"/> Moderada (1,5 m/mes) |
| <input type="checkbox"/> Lenta (1,6 m/año) | <input type="checkbox"/> Muy lento (16 mm/año) | <input type="checkbox"/> Extremadamente lenta | <input type="checkbox"/> No determinada |

5.9 Factores generadores del deslizamiento

| | | | |
|----------------------------------|--------------------------------|--|-----------------------------------|
| <input type="checkbox"/> Lluvia | <input type="checkbox"/> Sismo | <input type="checkbox"/> Cortes | <input type="checkbox"/> Rellenos |
| <input type="checkbox"/> Erosión | | <input type="checkbox"/> Otras causas antrópicas | |

5.10 Consecuencias del deslizamiento

| | | | |
|--|---|--|--|
| <input type="checkbox"/> Víctimas fatales (n° _____) | <input type="checkbox"/> Víctimas no fatales (n° _____) | <input type="checkbox"/> Obstrucción de vías | <input type="checkbox"/> Destrucción de vías |
| <input type="checkbox"/> Daños en propiedad pública | <input type="checkbox"/> Daños en propiedad privada | <input type="checkbox"/> Sin consecuencias | |
| <input type="checkbox"/> Otros: _____ | | | |

5.11 Antecedentes

¿Se ha presentado antes este tipo de evento en el lugar o cerca del mismo? SI No

Explique: _____

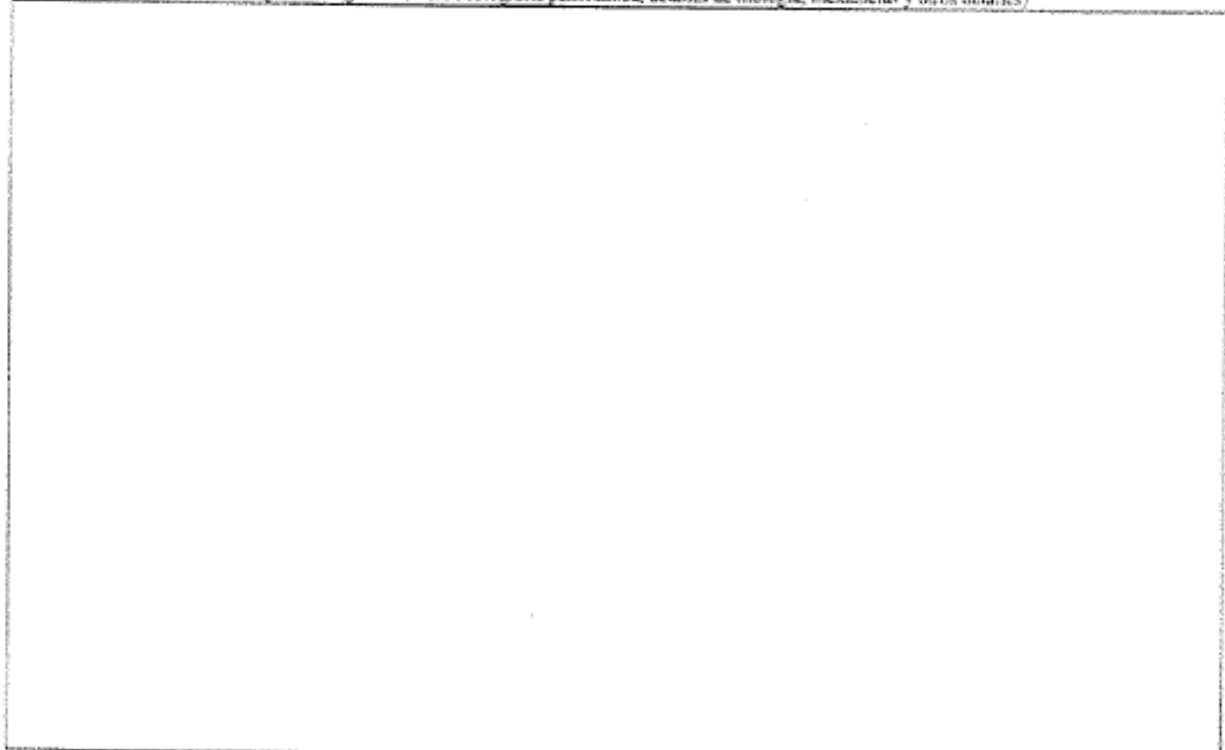
5.12 Croquis del deslizamiento

PLANTA

SECCION

| 6. Informe de inspección de talud con posible deslizamiento identificado | | | | 3/4 |
|--|---|--|--|-----|
| 6.1 Tipología identificada para el posible deslizamiento en suelo | | | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Rotacional | <input checked="" type="checkbox"/> Tradicional | <input type="checkbox"/> Compuesto | <input type="checkbox"/> Hundimiento | |
| <input type="checkbox"/> Otros: _____ | | | | |
| 6.2 Tipología identificada para el posible deslizamiento en roca | | | | |
| <input type="checkbox"/> Planar | <input checked="" type="checkbox"/> Cuña | <input type="checkbox"/> Volcamiento | <input type="checkbox"/> Otros: _____ | |
| 6.3 Posible superficies de deslizamiento | | | | |
| <input type="checkbox"/> Suelo - Suelo | <input checked="" type="checkbox"/> Suelo - Roca | <input type="checkbox"/> Roca - Roca | <input type="checkbox"/> No identificada | |
| 6.4 Grado de riesgo | | 6.5 Número de elementos en riesgo | | |
| <input type="checkbox"/> Alto | <input checked="" type="checkbox"/> Vidas (menos de 10) | <input checked="" type="checkbox"/> Viviendas | <input type="checkbox"/> Edificio privado | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Medio | <input type="checkbox"/> Vidas (entre 10 y 30) | <input type="checkbox"/> Hospital / Escuela | <input type="checkbox"/> Camino | |
| <input type="checkbox"/> Bajo | <input type="checkbox"/> Vidas (más de 30) | <input checked="" type="checkbox"/> Edificio público | <input type="checkbox"/> Otros: <u>ICB</u> | |
| 7 - Necesidad de medidas de emergencia | | | | |
| ¿Existe la necesidad de implementar medidas de emergencia? <input type="checkbox"/> No <input checked="" type="checkbox"/> Sí | | | | |
| En caso de ser necesarias, enumere por orden de prioridad las posibles acciones que se deben efectuar para solucionar el problema. | | | | |
| <ol style="list-style-type: none"> 1. <u>Intervención ingenieril por de acción rápida. Empetando por los estudios de suelo pertinentes. Corte in situ para probar la resistencia de la roca (Ensayo de campo)</u> 2. <u>Para ensayos de laboratorio se planeada realizar estudios de resistencia o deformabilidad, como Compresión uniaxial, compresión triaxial, resistencia a la tracción, carga puntual y/o corte directo. Estos estudios tienen como objetivo estimar la resistencia a la compresión, al corte, calcular la resistencia última a la falla, determinar los parámetros de deformabilidad de la roca intacta.</u> 3. <u>Limpeza de escombros, vegetación propensa a deslizarse, árboles inclinados</u> 4. <u>Solución a problemas de drenaje, por canalización de aguas por escorrentía</u> 5. <u>Sostentamiento de taludes (por deslizamiento de la masa de suelo) por medio de anclajes pasivos y malla de geomallas</u> | | | | |
| 8 - Información complementaria para describir la situación | | | | |
| <ul style="list-style-type: none"> - Bloques de roca de gran tamaño, con mezcla de roca fisurada por efectos de meteorización. - Suelo propenso a colapsa por esta exposición a la interper, flujo de agua y meteorización. - Presencia de escombros. - Árboles inclinados. - Una esquina de la malla perimetral hay posibilidad de basculamiento por presencia de potencial de deslizamiento. | | | | |

9 - Registro fotográfico (Incluir fotografía panorámica, detalles de litología, incidencias y otros detalles)



10 - Croquis (Incluir planta, sección transversal en el punto de mayor altura, de mayor inclinación y en la zona de incidencia)



Informe de Radio Base Esterillos

| Informe de inspección de talud | | 1/4 |
|---|---|--|
| 1 - Datos generales | | |
| 1.1 Fecha de inspección: <u>23/set/2006</u> | 1.2 Ubicación general: <u>Radio Base Esterillos Oeste</u> | |
| 1.3 Profesional responsable: <u>Juan Carlos Campos</u> | Nombre: <u>Juan Carlos Campos</u> | <input type="checkbox"/> Delineamiento idéntico |
| No. profesional: _____ | 1.4 Condición del talud: <input checked="" type="checkbox"/> Talud con potencial de deslizamiento | <input type="checkbox"/> Talud estable |
| Institución/Empresa: _____ | | |
| 2 - Localización | | |
| 2.1 Ubicación del talud | Provincia: <u>Punaburo</u> | Cantón: <u>Parí</u> |
| 2.2 Coordenadas: | Norte: <u>9° 55' 019"</u> | Oeste: <u>89° 52' 600"</u> |
| 2.3 Otras referencias: | Distrito: <u>Esterillos</u> Elevación: _____ msnm | |
| 3 - Características generales | | |
| 3.1 Uso del suelo | | 3.2 Densidad de población |
| <input checked="" type="checkbox"/> Área urbanizada | <input type="checkbox"/> Camino, carretera | <input type="checkbox"/> Alta |
| <input type="checkbox"/> Terreno natural | Otros: <u>Radio Base</u> | <input type="checkbox"/> Media |
| 3.3 Tipo de vegetación: <u>ICE</u> | | <input checked="" type="checkbox"/> Nula |
| <input checked="" type="checkbox"/> Árboles | <input checked="" type="checkbox"/> Pasto | <input checked="" type="checkbox"/> Alta |
| <input type="checkbox"/> Arbustos | <input type="checkbox"/> Ninguna | <input type="checkbox"/> Dispersa |
| 3.5 Manejo de aguas | | 3.6 Condición del sistema de drenaje |
| <input type="checkbox"/> Natural | <input type="checkbox"/> Inexistente | <input checked="" type="checkbox"/> Buena (<u>Nueva</u>) |
| <input checked="" type="checkbox"/> Artificial | <u>A veces, tubería Esterillos</u> | <input type="checkbox"/> Obstruida |
| 3.7 Tipo de relieve | | <input type="checkbox"/> Mala |
| <input type="checkbox"/> Escarpado | <input type="checkbox"/> Ondulado | <input type="checkbox"/> Insuficiente |
| <input checked="" type="checkbox"/> Montañoso | <input checked="" type="checkbox"/> Suave | 3.8 Perfil de la ladera |
| | | <input type="checkbox"/> Cóncavo |
| | | <input checked="" type="checkbox"/> Uniforme |
| | | <input type="checkbox"/> Convexo |
| 4 - Características específicas | | |
| 4.1 Tipo de talud visitado | | 4.2 Geometría (ver croquis en 5.12) |
| <input checked="" type="checkbox"/> Ladera natural | <input type="checkbox"/> Talud en corte | Altura media (m) <u>3,1</u> Inclinación (°) _____ |
| <input type="checkbox"/> Talud en relleno | Otros: _____ | Altura máx (m) <u>6,4</u> Longitud (m) _____ |
| 4.3 Condición de saturación | | 4.4 Obras de contención existentes |
| <input type="checkbox"/> Seco | <input type="checkbox"/> Flujo de agua en coronas | <input type="checkbox"/> Sí |
| <input checked="" type="checkbox"/> Húmedo | <input type="checkbox"/> Flujo de agua al pie | <input checked="" type="checkbox"/> No |
| <input type="checkbox"/> Saturado | <input checked="" type="checkbox"/> Flujo de agua intermedio | Tipo: _____ |
| <input type="checkbox"/> Otro, ver croquis adjunto: _____ | | |
| 4.5 Naturaleza del material | | 4.6 Origen del material |
| <input checked="" type="checkbox"/> Suelo | <input checked="" type="checkbox"/> Con grietas | <input checked="" type="checkbox"/> Suelo residual |
| | <input checked="" type="checkbox"/> Sin grietas | <input checked="" type="checkbox"/> Depósito aluvial |
| | <input type="checkbox"/> Con bloques | <input checked="" type="checkbox"/> Coluvio |
| <input type="checkbox"/> Roca | <input type="checkbox"/> Poco fracturada | <input type="checkbox"/> Relleno |
| | <input type="checkbox"/> Fracturada | <input type="checkbox"/> Escombros |
| | <input type="checkbox"/> Con bloques | <input type="checkbox"/> Bastura |
| <input type="checkbox"/> Otros: _____ | <input type="checkbox"/> Cubetivo | <input type="checkbox"/> Otros: _____ |
| | <input type="checkbox"/> Friccionante | |
| | <input type="checkbox"/> Roca sana | |
| | <input type="checkbox"/> Poco meteorizada | |
| | <input type="checkbox"/> Meteorizada | |
| 4.7 Evidencias de movimiento o deterioro | | |
| <input type="checkbox"/> Grietas en el terreno | <input type="checkbox"/> Levantamiento del pie del talud | <input type="checkbox"/> Grietas en estructuras |
| <input checked="" type="checkbox"/> Árboles inclinados | <input checked="" type="checkbox"/> Basculamiento de bloques | <input type="checkbox"/> Otros |
| <input type="checkbox"/> Coronas | <input type="checkbox"/> Lagunas sin afloramientos visibles | <input type="checkbox"/> |

5. Informe de inspección de talud con deslizamiento identificado

2/4

Fecha de ocurrencia del deslizamiento: _____

5.1 Elevaciones del deslizamiento
 Corona: _____ mm Punta: _____ mm Pie: _____ mm Cima: _____ mm

5.2 Tipo de material deslizado
 Suelo Relleno Árboles Otros: _____
 Roca Basura Todos los anteriores

5.3 Modo de falla en suelo
 Rotacional Traslacional Compuesto Hundimiento
 Otros: _____

5.4 Modo de falla en roca
 Planar Cuña Volcamiento Otros: _____

5.5 Superficie de deslizamiento
 Suelo - Suelo Suelo - Roca Roca - Roca No identificada

5.6 Geometría estimada

5.6.1 Longitud total $L_t =$ _____ m

5.6.2 Superficie de ruptura Largo $L_r =$ _____ m Profundidad $D_r =$ _____ m
 Ancho $W_r =$ _____ m

5.6.3 Desplazamiento de la masa Largo $L_d =$ _____ m Profundidad $D_d =$ _____ m
 Ancho $W_d =$ _____ m

5.7 Volumen estimado de la masa deslizada (Fell, 1994)

| | | | |
|---|--|---|--|
| <input type="checkbox"/> Extremadamente pequeño menor de 500 m ³ | <input type="checkbox"/> Muy pequeño 500 m ³ a 5.000 m ³ | <input type="checkbox"/> Pequeño 5.000 m ³ a 50.000 m ³ | <input type="checkbox"/> Mediano 50.000 m ³ a 250.000 m ³ |
| <input type="checkbox"/> Medianamente grande 250.000 m ³ a 1.000.000 m ³ | <input type="checkbox"/> Muy grande 1.000.000 m ³ a 5.000.000 m ³ | <input type="checkbox"/> Extremadamente grande mayor de 5.000.000 m ³ | |

5.8 Velocidad del deslizamiento (Cruden y Vargas, 1996; Hung et al, 2014)

| | | | |
|--|--|---|--|
| <input type="checkbox"/> Extremadamente rápido (5 m/s) | <input type="checkbox"/> Muy rápido (3 m/min) | <input type="checkbox"/> Rápido 1,8 m/hr | <input type="checkbox"/> Moderada (13 m/min) |
| <input type="checkbox"/> Lenta (1,6 m/año) | <input type="checkbox"/> Muy lenta (16 mm/año) | <input type="checkbox"/> Extremadamente lenta | <input type="checkbox"/> No determinada |

5.9 Factores generadores del deslizamiento

| | | | |
|----------------------------------|--|---------------------------------|-----------------------------------|
| <input type="checkbox"/> Lluvia | <input type="checkbox"/> Sismo | <input type="checkbox"/> Cortes | <input type="checkbox"/> Rellenos |
| <input type="checkbox"/> Erosión | <input type="checkbox"/> Otras causas antrópicas _____ | | |

5.10 Consecuencias del deslizamiento

| | | | |
|--|---|--|--|
| <input type="checkbox"/> Víctimas fatales (n° _____) | <input type="checkbox"/> Víctimas no fatales (n° _____) | <input type="checkbox"/> Obstrucción de vías | <input type="checkbox"/> Destrucción de vías |
| <input type="checkbox"/> Daños en propiedad pública | <input type="checkbox"/> Daños en propiedad privada | <input type="checkbox"/> Sin consecuencias | |
| <input type="checkbox"/> Otros: _____ | | | |

5.11 Antecedentes

¿Se ha presentado antes este tipo de evento en el lugar o cerca del mismo? Sí No

Explique: _____

5.12 Croquis del deslizamiento

PLANTA

SECCIÓN

6.1 Tipología identificada para el posible deslizamiento en suelo

| | | | |
|--|---|------------------------------------|--------------------------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> Rotacional | <input checked="" type="checkbox"/> Translacional | <input type="checkbox"/> Compuesto | <input type="checkbox"/> Hundimiento |
| Otro: _____ | | | |

6.2 Tipología identificada para el posible deslizamiento en roca

| | | | |
|---------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| <input type="checkbox"/> Planar | <input type="checkbox"/> Cuña | <input type="checkbox"/> Volcamiento | <input type="checkbox"/> Otros: _____ |
|---------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|

6.3 Posible superficies de deslizamiento

| | | | |
|---|---------------------------------------|--------------------------------------|--|
| <input checked="" type="checkbox"/> Suelo - Suelo | <input type="checkbox"/> Suelo - Roca | <input type="checkbox"/> Roca - Roca | <input type="checkbox"/> No identificada |
|---|---------------------------------------|--------------------------------------|--|

6.4 Grado de riesgo 6.5 Número de elementos en riesgo

| | | | |
|--|---|--|---|
| <input checked="" type="checkbox"/> Alto | <input checked="" type="checkbox"/> Vidas (menos de 10) | <input type="checkbox"/> Viviendas | <input type="checkbox"/> Edificio privado |
| <input type="checkbox"/> Medio | <input type="checkbox"/> Vidas (entre 10 y 30) | <input type="checkbox"/> Hospital / Escuela | <input type="checkbox"/> Camino |
| <input type="checkbox"/> Bajo | <input type="checkbox"/> Vidas (más de 30) | <input checked="" type="checkbox"/> Edificio público | <input type="checkbox"/> Otro: <i>Radio base Ro</i> |

7 - Necesidad de medidas de emergencia

¿Existe la necesidad de implementar medidas de emergencia? No Sí

En caso de ser necesarias, enumere por orden de prioridad las posibles acciones que se deben efectuar para solucionar el problema.

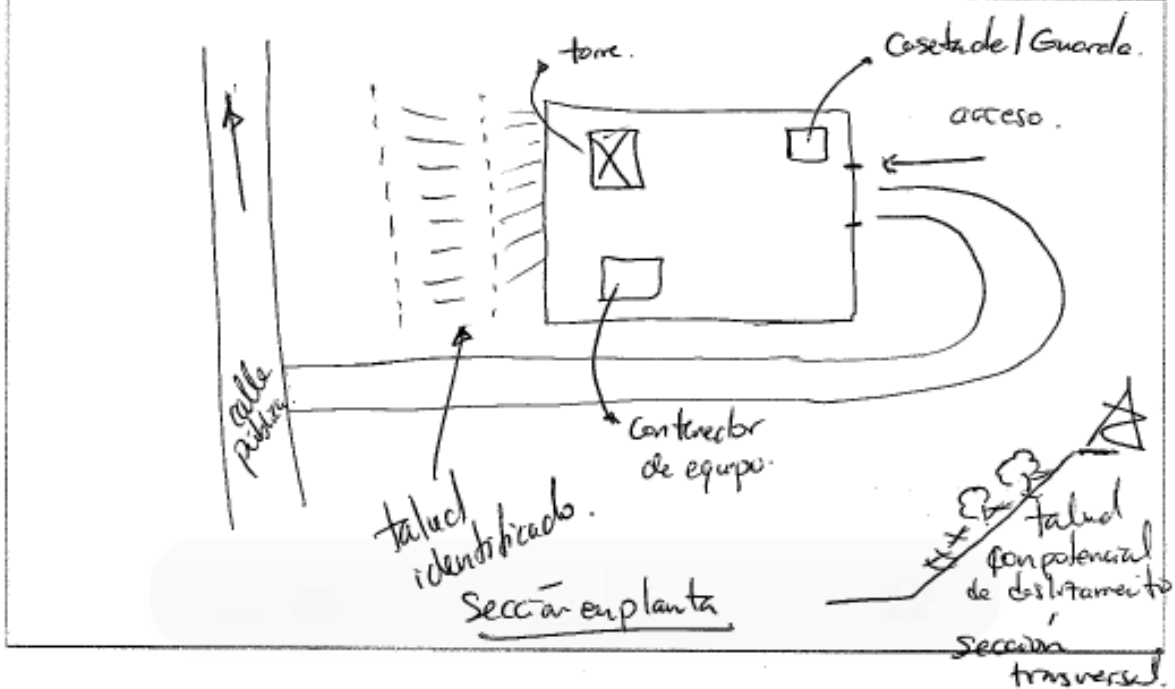
1. *Estudio de suelo, pertinente de cuanto, como SPT, vetez, etc. para estimar la resistencia al corte, y resistencia última de falla. Ensayos de laboratorio como compresión uniaxial, triaxial, corte directo, etc. para medir resistencia a la compresión, de corte y a la forma de falla. Ensayo de consolidación, para medir parámetros de deformación y asentamientos, y/o espant. en de suelos arcillosos (cohesivos).*
2. *Caracterización de aguas por escurrimiento, por presencia de un variado manantial de aguas y posible presencia de agua en el cuerpo del talud.*
3. *Propuesta de puentes pasivos, con pantalla de concreto lanzado y malla de geotextil.*

8 - Información complementaria para describir la situación

- Presencia de abundante vegetación (árboles, arbustos, p past).
- Basculamiento de árboles e inclinación de los mismos.
- Suelo arcilloso, cohesivo de color café rojizo.
- Cercanía de la Radio Base a la carretera principal.

9 - Registro fotográfico (Incluir fotografía panorámica, detalles de litología, incidencias y otros detalles)

10 - Croquis (Incluir planta, sección transversal en el punto de mayor altura, de mayor inclinación y en la zona de incidencia)



Anexo 5. Datos de levantamiento topográfico

Datos de la Central Telefónica Cerro Savegre

| Perfil topográfico | | Central | Cerro Savegre. | |
|--------------------|------|---------|----------------|---------|
| EST | (+) | XI | (-) | Elev. |
| | | | | 100,000 |
| EST 1 | 1,22 | | 0,60 | |
| | | 100,62 | | |
| EST 2 | 0,60 | | 0,11 | 100,52 |
| | | 101,12 | | |
| EST 3 | 3,46 | | 0,60 | 100,52 |
| | | 103,98 | | |
| EST 4 | 0,60 | | 0,68 | 103,3 |
| | | 103,9 | | |
| EST 5 | 2,31 | | 0,60 | 103,3 |
| | | 105,6 | | |
| EST 6 | 3,51 | | 0,66 | 104,94 |
| | | 108,45 | | |
| EST 7 | 0 | | 0 | 108,45 |
| | | 108,45 | | |
| | 4,0 | | 0,60 | 107,85 |
| | | 111,85 | | |
| | 1,20 | | 0 | 111,85 |
| | | 113,05 | | |
| | 1,52 | | 0 | 113,05 |
| | | 114,57 | | |

Figura N° 18. Datos del levantamiento topográfico en la Central Telefónica Cerro Savegre

Datos de la Central Telefónica Cerro Alacranes

| Perfil topográfico Central Cerro Alacranes | | | | |
|--|------|--------|------|--------|
| EST | (+) | AI | (-) | Elev. |
| | | | | 100 |
| EST 1 | 2,1 | | | |
| | | 102,1 | | |
| EST 2 | 2,70 | | 0 | 102,1 |
| | | 104,80 | | |
| EST 3 | 2,4 | | 0,60 | 104,2 |
| | | 106,6 | | |
| EST 4 | 2,4 | | 1,34 | 105,26 |
| | | 107,66 | | |

Figura N° 19. Datos del levantamiento topográfico en la Central Telefónica Cerro Alacranes

Datos de la Radio Base Esterillos

| Perfil topográfico Radio Base Esterillos | | | | |
|--|-----|-------|-----|-------|
| EST | (+) | AI | (-) | Elev. |
| | | | | 100 |
| EST 1 | 3,2 | | | |
| | | 103,2 | | |
| | | | 0,1 | 103,1 |
| EST 2 | 3,3 | | | |
| | | 106,4 | | |
| EST 3 | 0 | | 0 | 106,4 |
| | | 106,4 | | |

Figura N° 20. Datos del levantamiento topográfico en la Radio Base Esterillos

Anexo 6. Planos catastro de los sitios

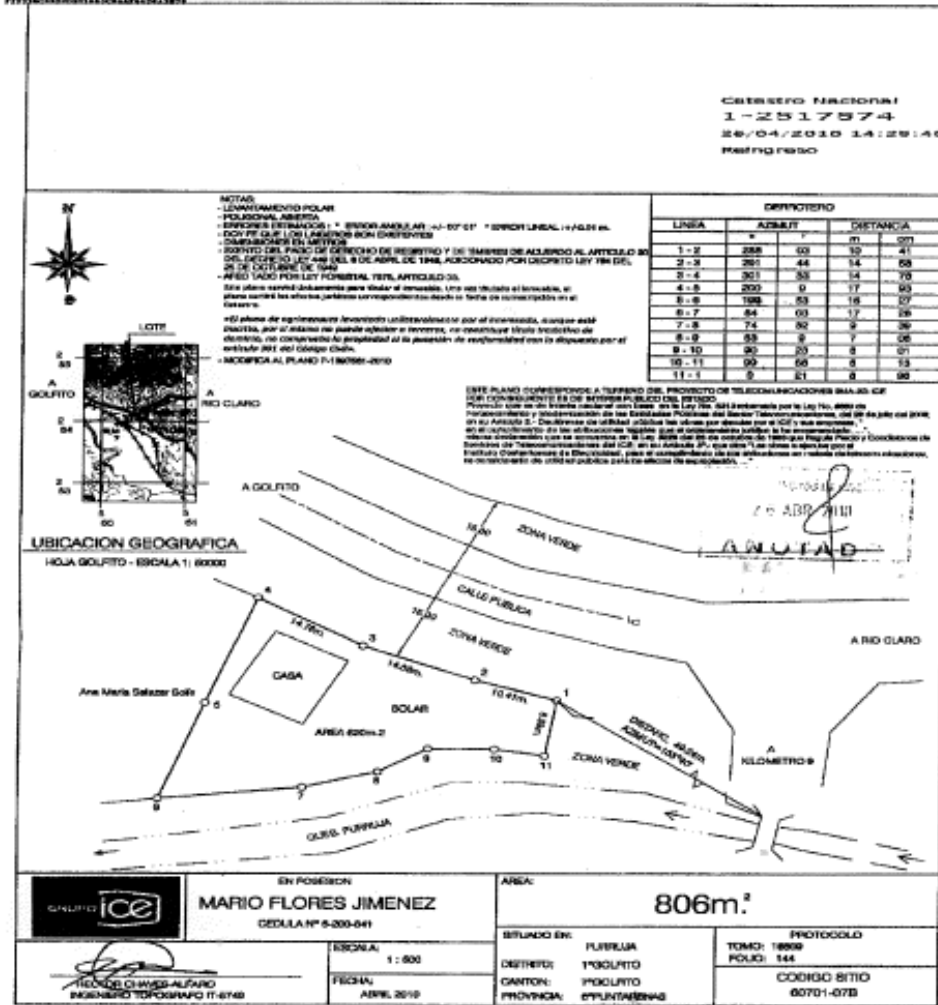
Plano Catastro de Radio Base Purruja

Dirección Bienes Inmuebles-ICE Consulta de Propiedades-Imágenes

Inmueble: 3394 Folio real: 6-173941-000 Plano Catastro: P-1415918-2010

Descripción inmueble: Repetidor Celular de Purruja de Gofito

P-1415918-2010



Descripción P-1415918-2010 Consecutivo 3 Información generada nul

Para información adicional comunicarse con el Área de Registro Inmobiliaria de la Dirección de Bienes Inmuebles ICE a los teléfonos 2000-1831 / 2000-1833 / 2000-1838

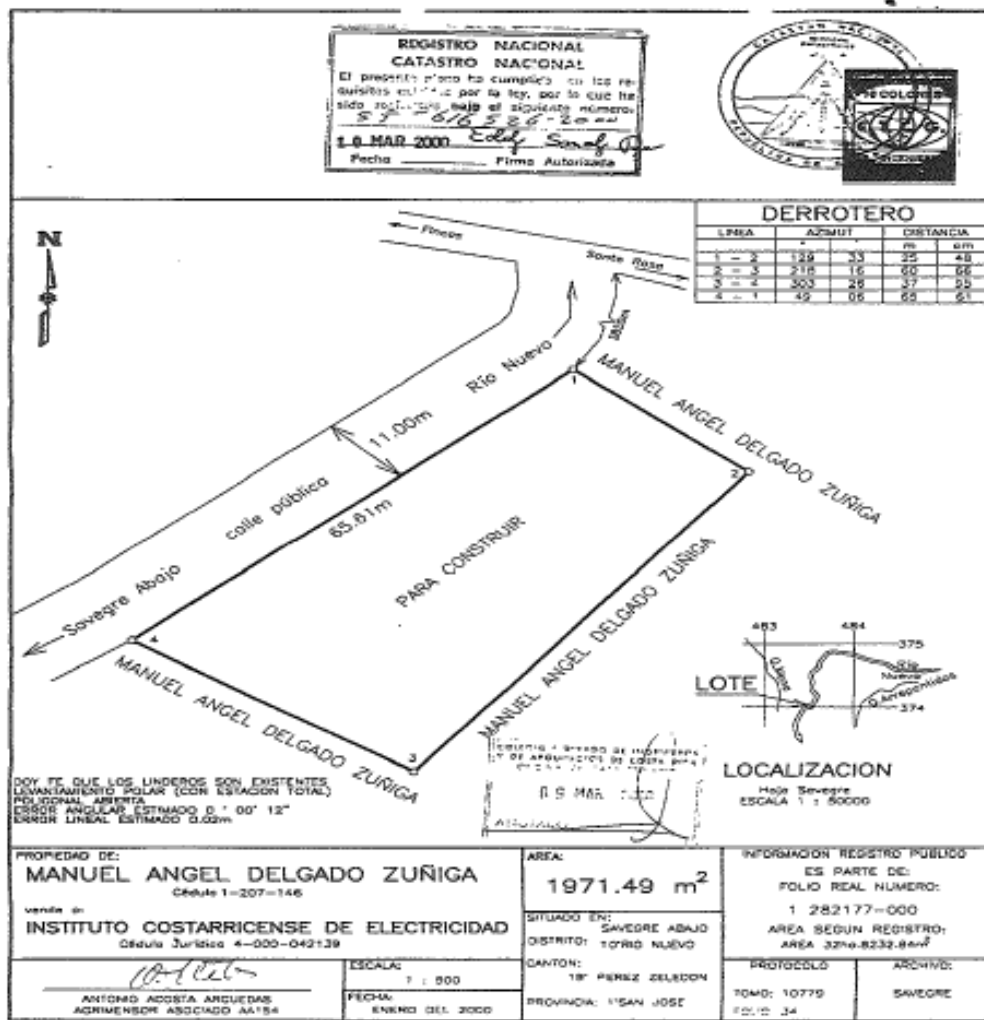
Estamos dispuestos a mejorar gracias a su colaboración, si tiene alguna observación de la información generada háganoslo saber

Figura N° 21. Plano Catastro de la Radio Base Purruja

Plano Catastro de Central Telefónica Cerro Savegre

Dirección Bienes Inmuebles-ICE Consulta de Propiedades-Imágenes

Inmueble: 2532 Folio real: 1-50444-000 Plano Catastro: SJ-616626-2000
 Descripción Inmueble: Repetidor en Cerro Savegre, Pérez Zeledón



0001

Descripción SJ-616626-2000 Consecutivo 1 Información generada null

Para información adicional comuníquese con el Área de Registro Inmobiliaria de la Dirección de Bienes Inmuebles ICE a los teléfonos 2000-1831 / 2000-1832 / 2000-1838

"Estamos dispuestos a mejorar gracias a su colaboración, si tiene alguna observación de la información generada háganoslo saber"

Figura N° 22. Plano Catastro de la Central Telefónica Cerro Savegre

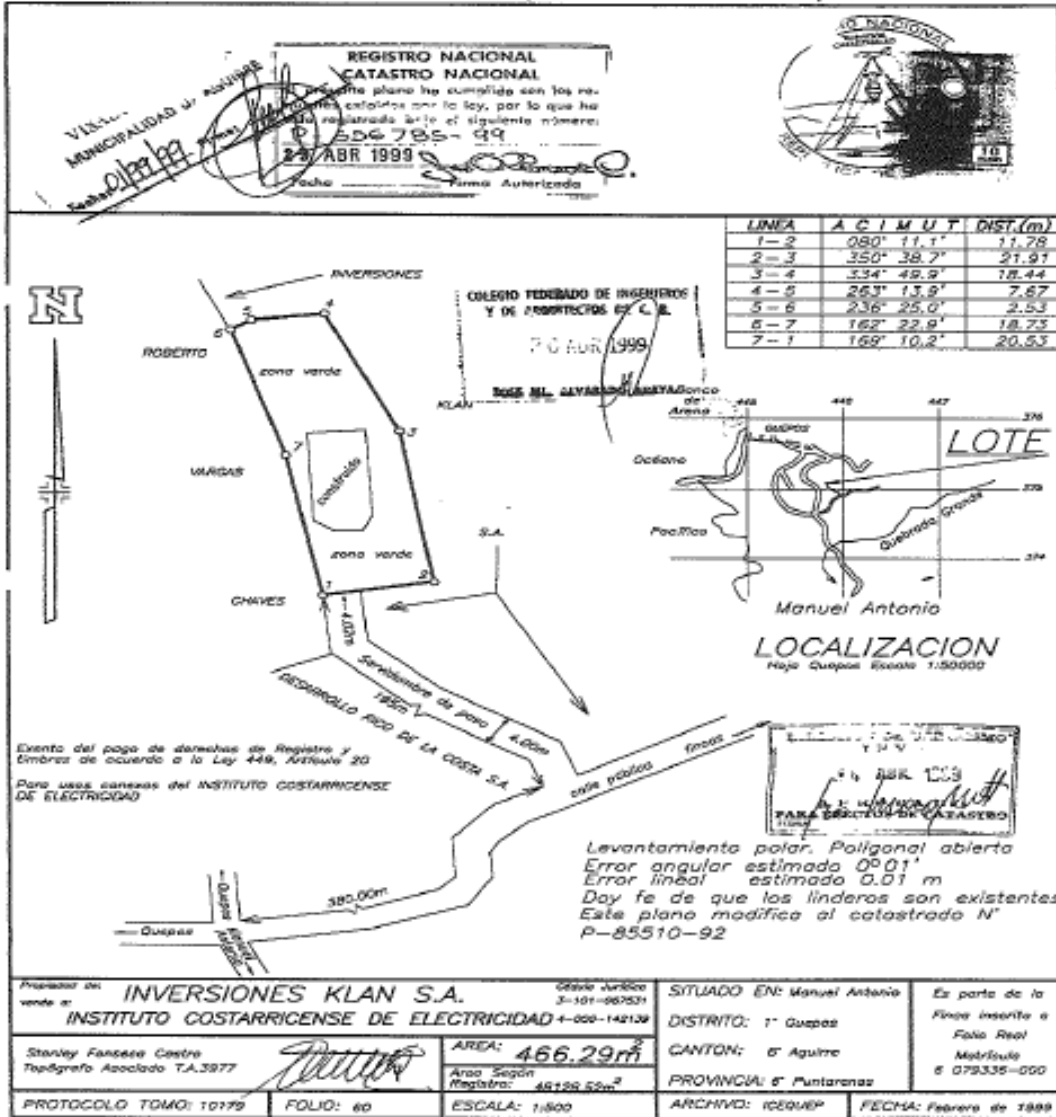
Plano Catastro de Central Telefónica Cerro Alacranes

Dirección Bienes Inmuebles-ICE Consulta de Propiedades-Imágenes

Inmueble: 104 Folio real: 6-111796-000 Plano Catastro: P-556786-1999

Descripción Inmueble: Repetidor Quepos Cerro Alacranes

ESTACION REPETIDORA TELEFONICA (CERRO ALACRANES) QUEPOS



Descripción P-556786-1999 Consecutivo 1 Información generada null

Para información adicional comuníquese con el Área de Registro Inmobiliaria de la Dirección de Bienes Inmuebles ICE a los teléfonos 2000-1831 / 2000-1833 / 2000-1838

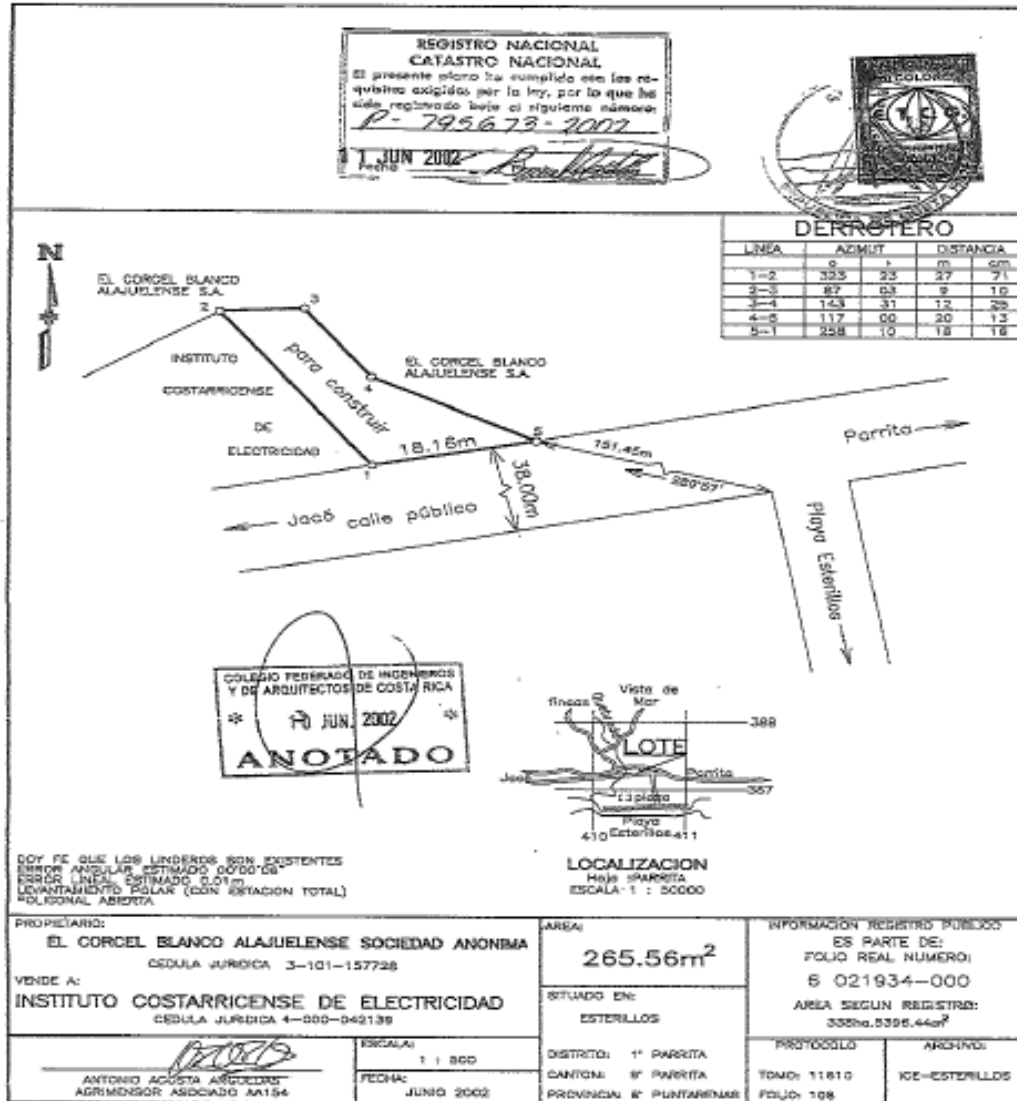
"Estamos dispuestos a mejorar gracias a su colaboración, si tiene alguna observación de la información generada háganoslo saber"

Figura N° 23. Plano Catastro de la Central Telefónica Cerro Alacranes

Plano Catastro de Radio Base Esterillos

Dirección Bienes Inmuebles-ICE Consulta de Propiedades-Imágenes

Inmueble: 2640 Folio real: 6-128303-000 Plano Catastro: P-795673-2002
 Descripción Inmueble: Central Telefónica Potrero de Esterillos de Parita 2/2



Descripción P-795673-2002 Consecutivo 1 Información generada null

Para información adicional comunicarse con el Área de Registro Inmobiliaria de la Dirección de Bienes Inmuebles ICE a los teléfonos 2000-1831 / 2000-1833 / 2000-1838

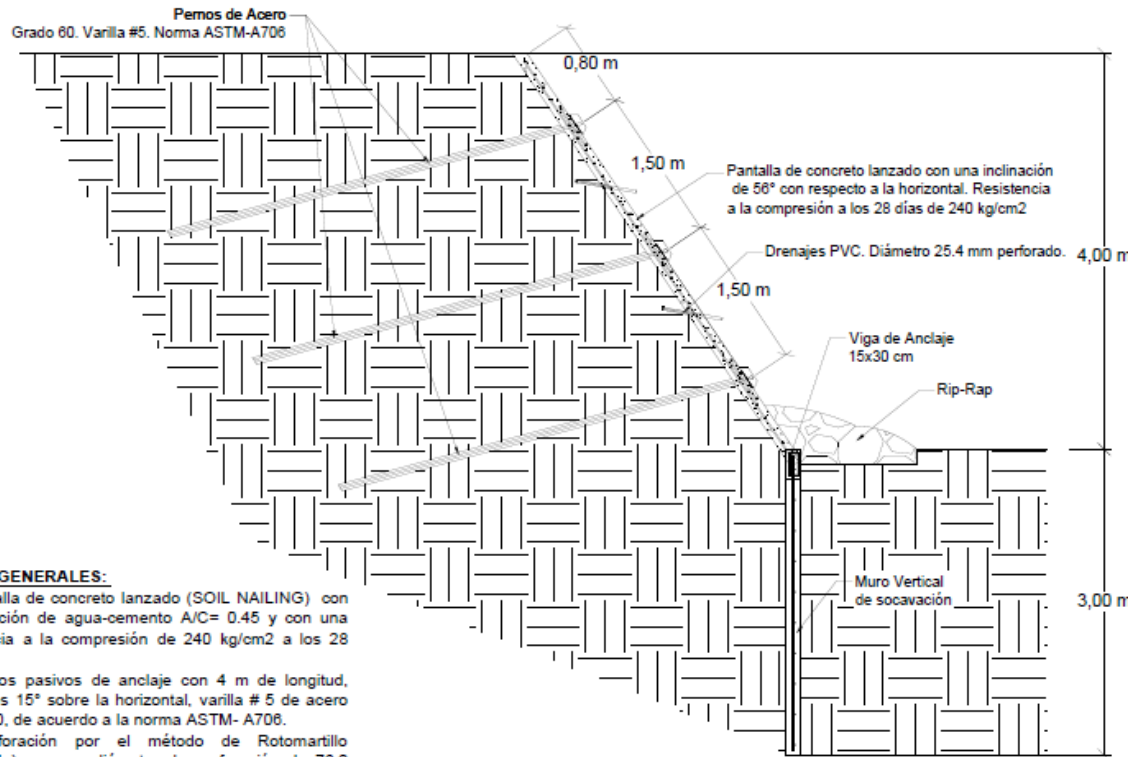
"Estamos dispuestos a mejorar gracias a su colaboración, si tiene alguna observación de la información generada háganoslo saber"

Figura N° 24. Plano Catastro de la Radio Base Esterillos

Anexo 7. Planos constructivos

Planos Constructivos de Radio Base Purruja

DETALLE PERFIL DE LA PROPUESTA CONSTRUCTIVA RADIO BASE PURRUJA EN GOLFITO



NOTAS GENERALES:

- 1.- Pantalla de concreto lanzado (SOIL NAILING) con una relación de agua-cemento A/C= 0,45 y con una resistencia a la compresión de 240 kg/cm² a los 28 días.
- 2.- Pernos pasivos de anclaje con 4 m de longitud, inclinados 15° sobre la horizontal, varilla # 5 de acero Grado 60, de acuerdo a la norma ASTM- A706.
- 3.- Perforación por el método de Rotomartillo (Coredrille), con un diámetro de perforación de 76.2 mm (3").
- 4.- Mortero de inyección con relación agua-cemento A/C=0.40 y un $f_c = 210$ kg/cm².
- 5.- Placa de acero A36, Grado 60 de 20x20 cm y un espesor de 6,35 mm. El acero por punzonamiento detrás de la placa metálica, por la norma ASTM- A815, Grado 40.
- 6.- Los materiales de los elementos de muro y viga de anclaje, son detallados en la lámina #3.

Detalle Completo De Sistema Constructivo
Escala 1:30

Tecnológico de Costa Rica

Escuela de Ingeniería en
Construcción

Práctica Profesional
Instituto Costarricense de Electricidad

DISEÑO DE PROPUESTAS CONSTRUCTIVAS
SOIL NAILING PARA ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SITIOS DE LA RED NACIONAL DE
TELECOMUNICACIONES.

CONTROL ANTI - EROSIÓN.
PANTALLA DE CONCRETO
PROYECTADO CONTRA
SOCAVAMIENTO Y UN SOIL
NAILING LIVIANO.



Estudiante:

Juan Carlos Campos Vallejos

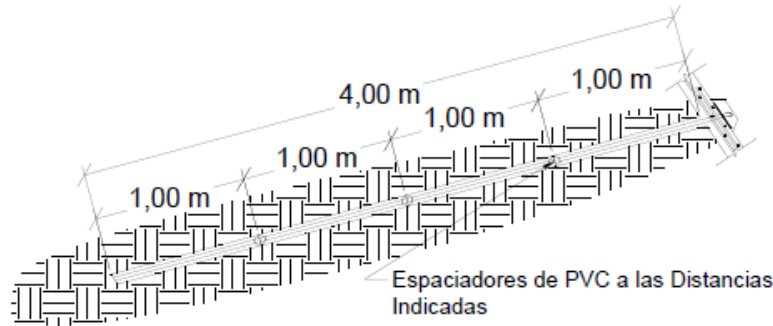
Ingeniero a cargo:

Ing. Oscar Calvo Carranza, MPA

Lámina: #1

Fecha:

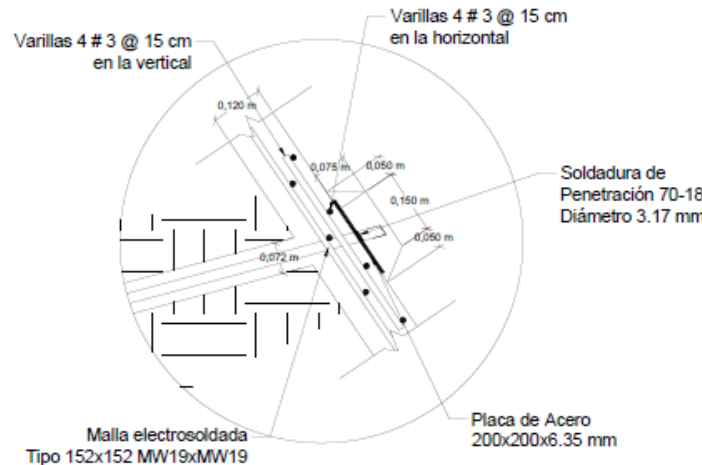
DETALLE DE UN ANCLAJE Y SU CONEXIÓN A LA PANTALLA DE CONCRETO LANZADO



Detalle de Anclaje Soil Nailing
Escala 1:20

PROCESO CONSTRUCTIVO SOIL NAILING:

- 1.- Se hará limpieza de material orgánico, considerando la eliminación total del material de pobre calidad mecánica.
- 2.- Se deberá excavar el terreno hasta inclinar el talud a 56° sobre la horizontal, aproximadamente.
- 3.- Se harán las perforaciones por etapas, comenzando desde la parte superior del talud. Se considera 1/3 de la altura del muro (1.6 m) en cada etapa.
- 4.- En cada etapa, se harán las perforaciones, la inyección de lechada, la colocación de drenajes tomando en cuenta todas las especificaciones indicadas en planos, y luego se pasará a la siguiente etapa.
- 5.- Para la colocación de los pernos, se inyectará primero la lechada de concreto ($A/C=0.40$; $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$), y luego se instalarán los pernos hasta que la mezcla se derrame.
- 6.- Se colocará la malla electrosoldada especificada, con un recubrimiento de 6 cm (a la mitad del espesor de muro) y luego por medio de vía húmeda, se lanzará el concreto con $A/C= 0.45$, esto se hace por etapas.
- 7.- Para el recubrimiento de la cabeza de los pernos, se deberá construir un tapón de concreto con las mismas características de la pantalla, para considerar la oxidación del acero.



Detalle de Punta del Perno
Escala 1:7

Tecnológico de Costa Rica
Escuela de Ingeniería en
Construcción

Práctica Profesional
Instituto Costarricense de Electricidad

DISEÑO DE PROPUESTAS CONSTRUCTIVAS
SOIL NAILING PARA ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SITIOS DE LA RED NACIONAL DE
TELECOMUNICACIONES.

CONTROL ANTI - EROSIÓN.
PANTALLA DE CONCRETO
PROYECTADO CONTRA
SOCAVAMIENTO Y UN SOIL
NAILING LIVIANO.



Estudiante:

Juan Carlos Campos Vallejos

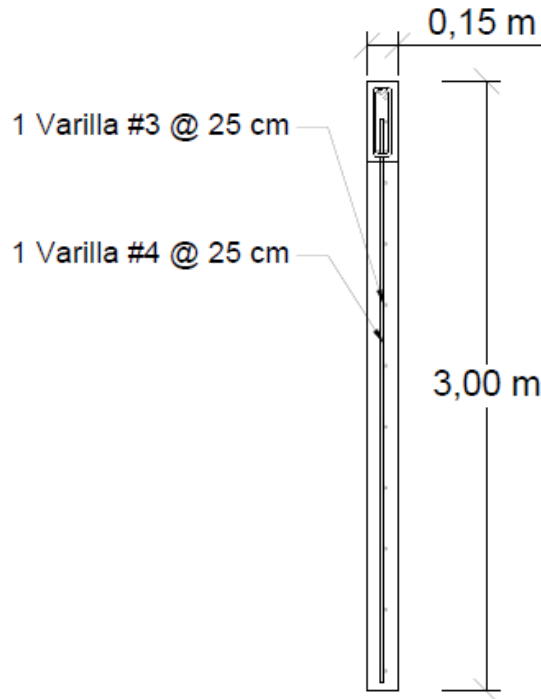
Ingeniero a cargo:

Ing. Oscar Calvo Carranza, MPA

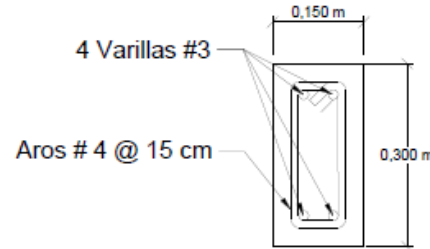
Lámina: #2

Fecha:

DETALLE DE MURO VERTICAL Y VIGA DE AMARRE RADIO BASE PURRUJA EN GOLFITO



Detalle de Muro Vertical
Escala 1:15



Detalle de Viga de Anclaje
Escala 1:5

PROCESO CONSTRUCTIVO MURO Y VIGA DE ANCLAJE:

- 1.- En el pie del talud, se excavarán 3 m en vertical, con un espesor de 15 cm, aproximadamente.
- 2.- Para el muro, se colocará la malla de refuerzo (armada en sitio), como se indica en los planos, luego se proyectará el concreto especificado.
- 3.- El acero vertical del muro, tendrá una longitud que sobrepase la altura del recubrimiento de aproximadamente 10 cm, esto para considerar la conexión con la pantalla soil nailing.
- 4.- Para conectar la pantalla de anclajes pasivos, se construirá una viga de amarre con las dimensiones y refuerzo especificado, en la parte superior del muro.
- 5.- La pantalla soil nailing quedará embebida en el muro, en una distancia de aproximadamente 1/3 el espesor del muro y el acero vertical del muro, en la pantalla de anclajes pasivos.
- 6.- La resistencia a compresión del concreto de ambos elementos será de 240 kg/cm² a los 28 días, con acero de refuerzo norma ASTM- A815, Grado 60.

Tecnológico de Costa Rica
Escuela de Ingeniería en
Construcción

Práctica Profesional
Instituto Costarricense de Electricidad

DISEÑO DE PROPUESTAS CONSTRUCTIVAS
PARA ESTABILIZAR DE LADERAS EN RADIO
BASES CELULARES DE LA RED NACIONAL DE
TELECOMUNICACIONES.

CONTROL ANTI - EROSIÓN.
PANTALLA DE CONCRETO
PROYECTADO CONTRA
SOCAVAMIENTO Y UN SOIL
NAILING LIVIANO.



Estudiante:

Juan Carlos Campos V

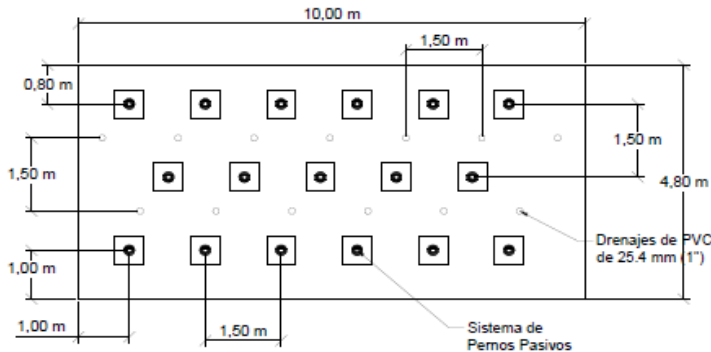
Ingeniero a cargo:

Oscar Calvo Carranza

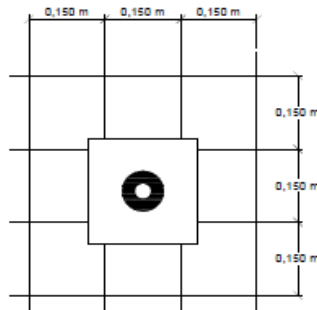
Lámina: #3

Fecha:

DETALLE DE UBICACIÓN DE ANCLAJES, DRENAJES, REFUERZO DETRÁS DE PLACA Y DETALLE DEL DRENAJE



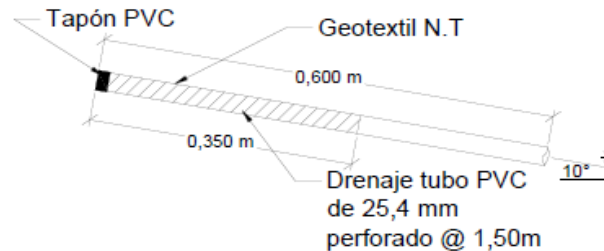
Detalle de Ubicación de Pernos y Drenajes
Escala 1:60



Esquema de Refuerzo por Punzonamiento
Sin Escala

NOTAS GENERALES:

- 1.- Se colocarán los pernos en la ubicación especificada. Se permite una variación de máximo 10 cm con respecto al punto original. Cualquier modificación de ubicación o eliminación del punto, se deberá consultar con el ingeniero a cargo.
- 2.- El geotextil no tejido (NT) utilizado como filtro deberá tener una porosidad igual o mayor al 50%, con una permeabilidad igual o superior a 1.10-5 m/s.
- 3.- El sistema de drenaje está colocado a cada 1.5 m en ambas direcciones, y se recomienda no colocarlos en el mismo eje de los pernos, para evitar posibles planos de falla en la pantalla de concreto.



Detalle de Drenaje
Escala 1:4

Tecnológico de Costa Rica
Escuela de Ingeniería en
Construcción

Práctica Profesional
Instituto Costarricense de Electricidad

DISEÑO DE PROPUESTAS CONSTRUCTIVAS
SOIL NAILING PARA ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SITIOS DE LA RED NACIONAL DE
TELECOMUNICACIONES.

CONTROL ANTI - EROSIÓN.
PANTALLA DE CONCRETO
PROYECTADO CONTRA
SOCAVAMIENTO Y UN SOIL
NAILING LIVIANO.



Estudiante:

Juan Carlos Campos Vallejos

Ingeniero a cargo:

Ing. Oscar Calvo Carranza, MPA

Lámina: #4

Fecha:

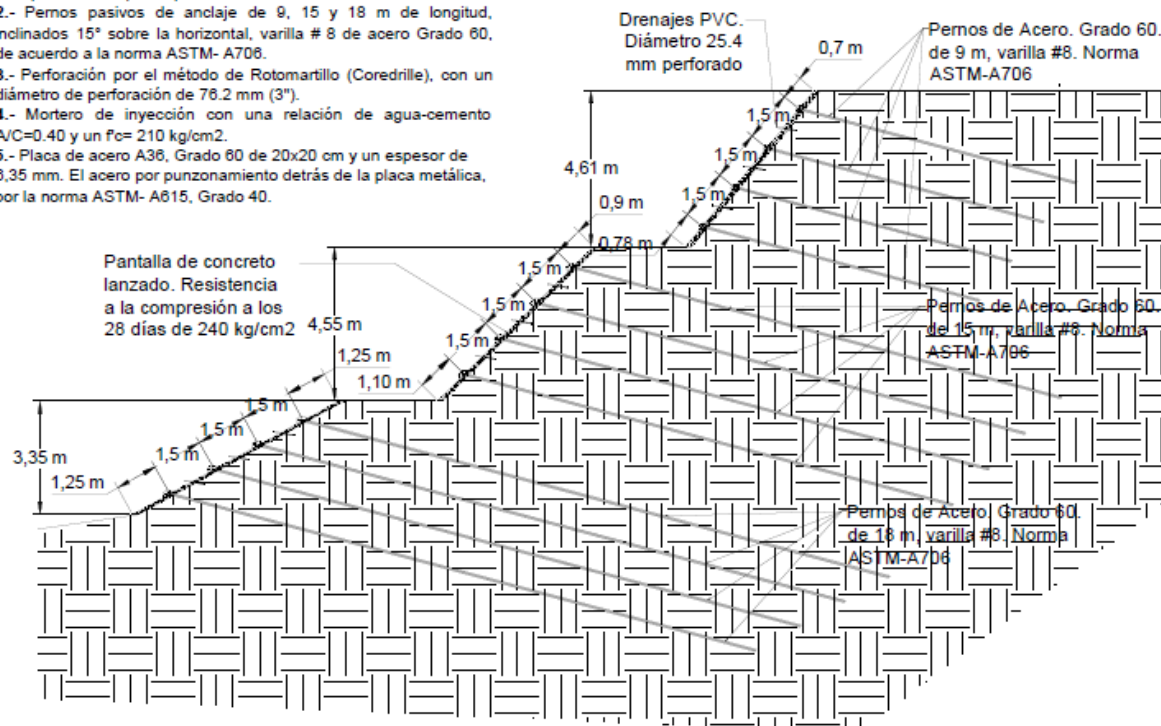
Planos Constructivos de Central Telefónica Cerro Savegre

DETALLE PERFIL DE LA PROPUESTA CONSTRUCTIVA CENTRAL TELEFÓNICA CERRO SAVEGRE



NOTAS GENERALES:

- 1.- Pantalla de concreto lanzado (SOIL NAILING) con una relación de agua-cemento A/C= 0.45 y con una resistencia a la compresión de 240 kg/cm² a los 28 días. Las características de esta pantalla se aplican para las 2 restantes.
- 2.- Pernos pasivos de anclaje de 9, 15 y 18 m de longitud, inclinados 15° sobre la horizontal, varilla # 8 de acero Grado 60, de acuerdo a la norma ASTM- A706.
- 3.- Perforación por el método de Rotomartillo (Coredrille), con un diámetro de perforación de 76.2 mm (3").
- 4.- Mortero de inyección con una relación de agua-cemento A/C=0.40 y un f'c= 210 kg/cm².
- 5.- Placa de acero A36, Grado 60 de 20x20 cm y un espesor de 6,35 mm. El acero por punzonamiento detrás de la placa metálica, por la norma ASTM- A615, Grado 40.



Detalle Completo De Sistema SOIL NAILING
Escala 1:45

Tecnológico de Costa Rica
Escuela de Ingeniería en
Construcción

Práctica Profesional
Instituto Costarricense de Electricidad

DISEÑO DE PROPUESTAS CONSTRUCTIVAS
SOIL NAILING PARA ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SITIOS DE LA RED NACIONAL DE
TELECOMUNICACIONES.

CONTROL POR ESTABILIDAD.
UN SOIL NAILING PASIVO



Estudiante:

Juan Carlos Campos Vallejos

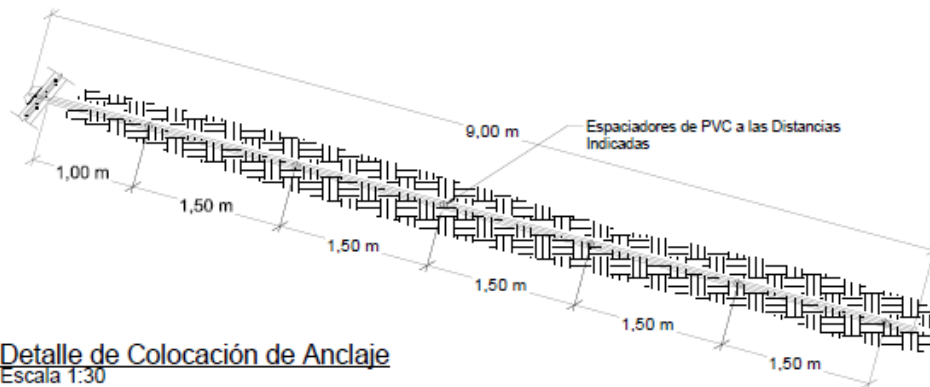
Ingeniero a cargo:

Ing. Oscar Calvo Carranza, MPA

Lámina: #1

Fecha:

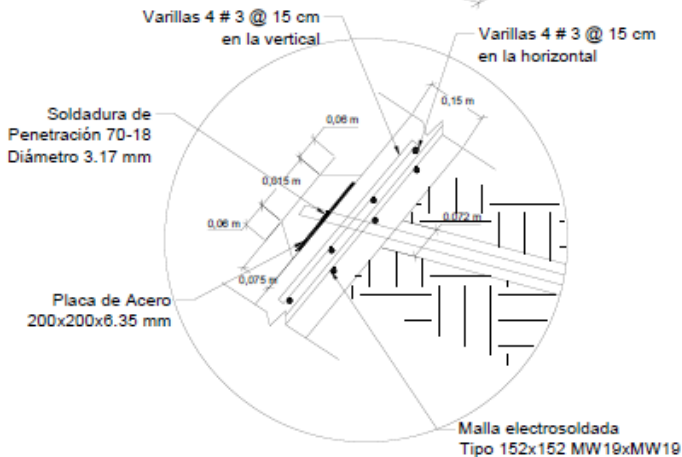
DETALLE DE UN ANCLAJE Y SU CONEXIÓN A LA PANTALLA DE CONCRETO LANZADO



Detalle de Colocación de Anclaje
Escala 1:30

PROCESO CONSTRUCTIVO SOIL NAILING:

- 1.- Se hará limpieza de material orgánico, considerando la eliminación total del material de pobre calidad mecánica.
- 2.- Se harán las perforaciones por etapas, comenzando desde la parte superior del talud. Se considera 1/4 de la altura del muro en cada etapa.
- 3.- En cada etapa, se harán las perforaciones, la inyección de lechada, la colocación de drenajes tomando en cuenta todas las especificaciones indicadas en planos, y luego se pasará a la siguiente etapa.
- 4.- Para la colocación de los pernos, se inyectará primero la lechada de concreto ($A/C=0.40$; $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$), y luego se instalarán los pernos hasta que la mezcla se derrame.
- 5.- Se colocará la malla electrosoldada especificada, con un recubrimiento de 7.5 cm (a la mitad del espesor de muro) y luego por medio de vía húmeda, se lanzará el concreto con $A/C= 0.45$, esto se hace por etapas.
- 6.- Para el recubrimiento de la cabeza de los pernos, se deberá construir un tapón de concreto con las mismas características de la pantalla, para considerar la oxidación del acero.



Detalle de Punta del Perno
Escala 1:7

Tecnológico de Costa Rica

Escuela de Ingeniería en Construcción

Práctica Profesional
Instituto Costarricense de Electricidad

DISEÑO DE PROPUESTAS CONSTRUCTIVAS
SOIL NAILING PARA ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SITIOS DE LA RED NACIONAL DE
TELECOMUNICACIONES.

CONTROL POR ESTABILIDAD.
UN SOIL NAILING PASIVO



Estudiante:

Juan Carlos Campos V

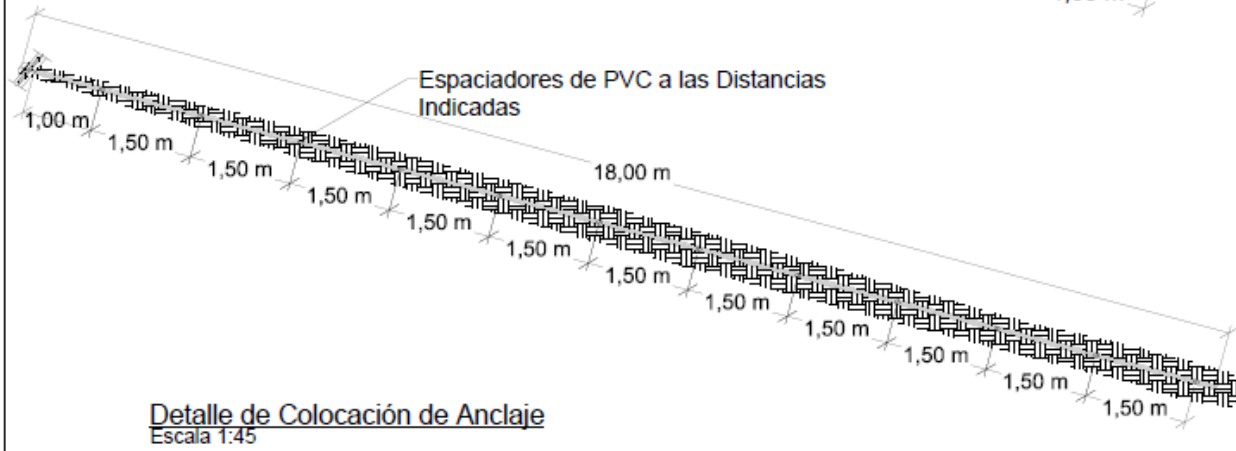
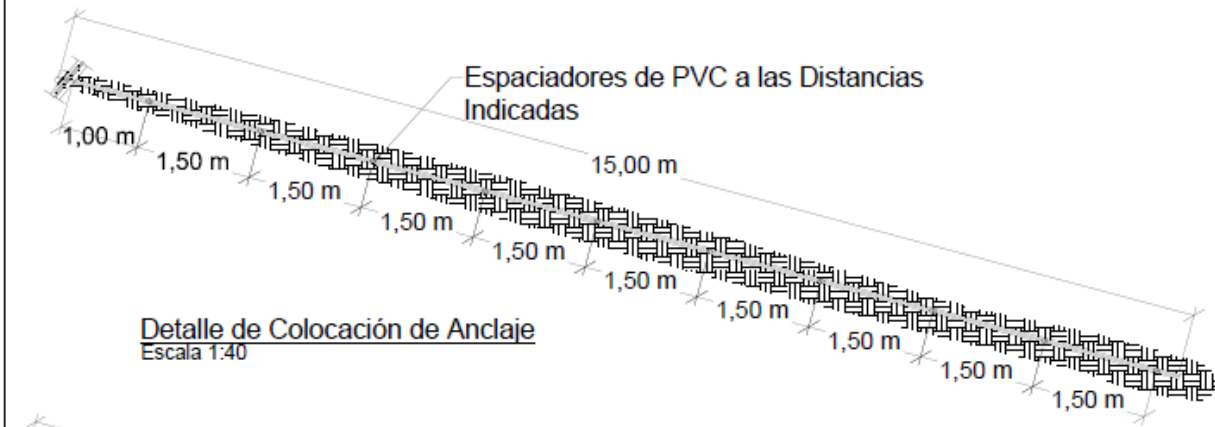
Ingeniero a cargo:

Ing. Oscar Calvo Carranza, MPA

Lámina: #2

Fecha:

DETALLE DE UN ANCLAJE DEL TALUD INTERMEDIO Y EL TERCERO



Tecnológico de Costa Rica
Escuela de Ingeniería en
Construcción

Práctica Profesional
Instituto Costarricense de Electricidad

DISEÑO DE PROPUESTAS CONSTRUCTIVAS
SOIL NAILING PARA ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SITIOS DE LA RED NACIONAL DE
TELECOMUNICACIONES.

CONTROL POR ESTABILIDAD.
UN SOIL NAILING PASIVO



Estudiante:

Juan Carlos Campos V

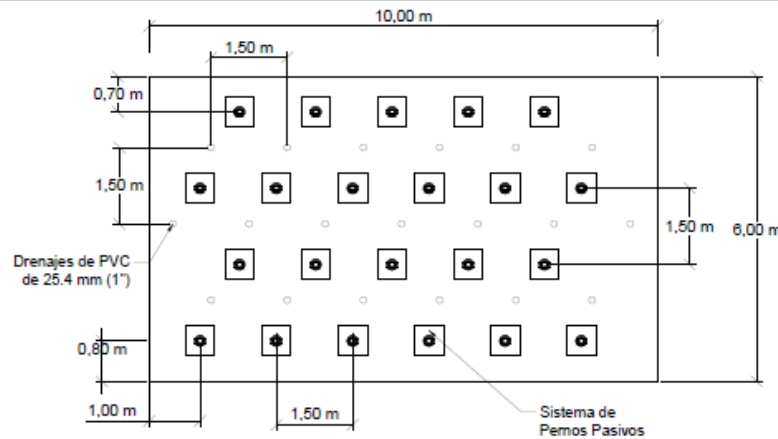
Ingeniero a cargo:

Ing. Oscar Calvo Carranza, MPA

Lámina: #3

Fecha:

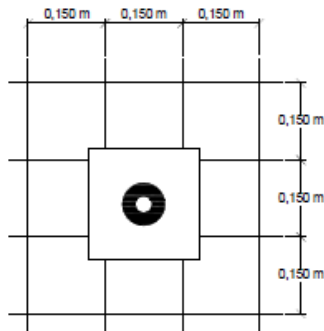
DETALLE DE UBICACIÓN DE ANCLAJES, DRENAJES, REFUERZO DETRÁS DE PLACA Y DETALLE DEL DRENAJE



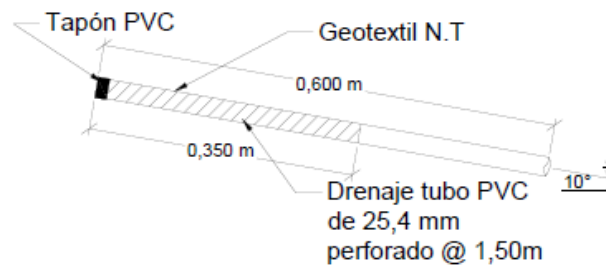
NOTAS GENERALES:

- 1.- Se colocarán los pernos en la ubicación especificada. Se permite una variación de máximo 10 cm con respecto al punto original. Cualquier modificación de ubicación o eliminación del punto, se deberá consultar con el ingeniero a cargo.
- 2.- El geotextil N.T utilizado como filtro deberá tener una porosidad igual o mayor al 50%, con una permeabilidad igual o superior a 1.10^{-5} m/s.
- 3.- El sistema de drenaje está colocado a cada 1.5 m en ambas direcciones, y se recomienda no colocarlos en el mismo eje de los pernos, para evitar posibles planos de falla en la pantalla de concreto.

Detalle de Ubicación de Pernos y Drenajes
PRIMER TALUD. Escala 1:60



Esquema de Refuerzo por Punzonamiento
Sin Escala



Detalle de Drenaje
Escala 1:4

Tecnológico de Costa Rica
Escuela de Ingeniería en
Construcción

Práctica Profesional
Instituto Costarricense de Electricidad

DISEÑO DE PROPUESTAS CONSTRUCTIVAS
SOIL NAILING PARA ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SITIOS DE LA RED NACIONAL DE
TELECOMUNICACIONES.

CONTROL POR ESTABILIDAD.
UN SOIL NAILING PASIVO



Estudiante:

Juan Carlos Campos V

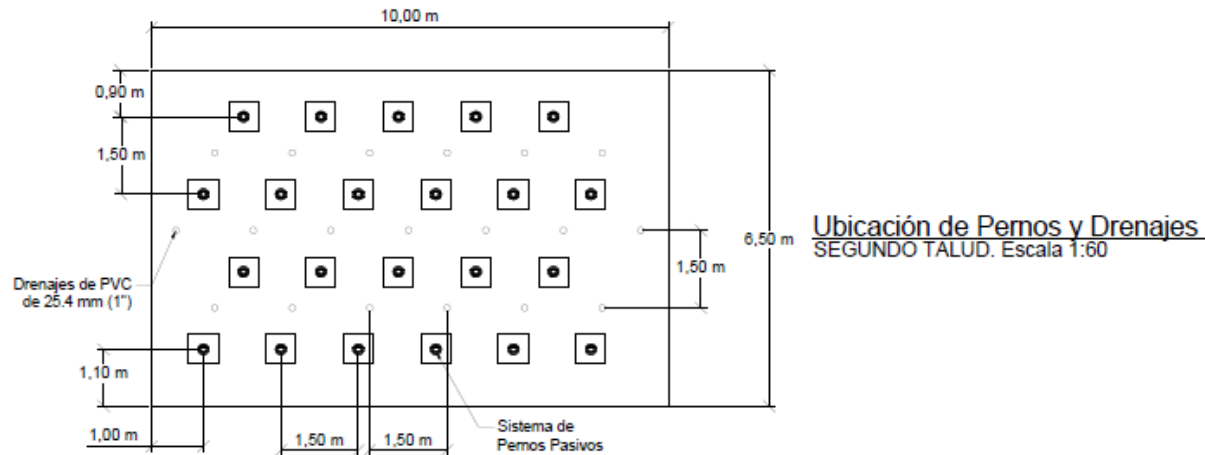
Ingeniero a cargo:

Ing. Oscar Calvo Carranza, MPA

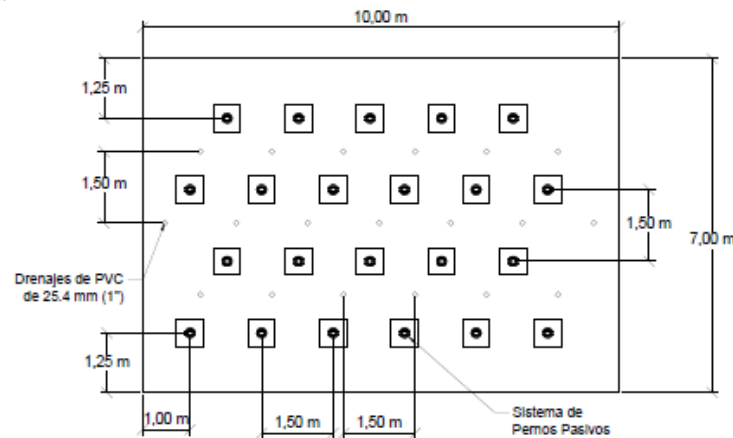
Lámina: #4

Fecha:

DETALLE DE UBICACIÓN DE ANCLAJES Y DRENAJES.



Ubicación de Pernos y Drenajes
TERCER TALUD. Escala 1:65



Tecnológico de Costa Rica
Escuela de Ingeniería en
Construcción

Práctica Profesional
Instituto Costarricense de Electricidad

DISEÑO DE PROPUESTAS CONSTRUCTIVAS
SOIL NAILING PARA ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SITIOS DE LA RED NACIONAL DE
TELECOMUNICACIONES.

CONTROL POR ESTABILIDAD.
UN SOIL NAILING PASIVO



Estudiante:

Juan Carlos Campos V

Ingeniero a cargo:

Ing. Oscar Calvo Carranza, MPA

Lámina: #5

Fecha:

Anexo 8. Capturas de modelo 3D en Sketch up 8

Modelos de Radio Base Purruja

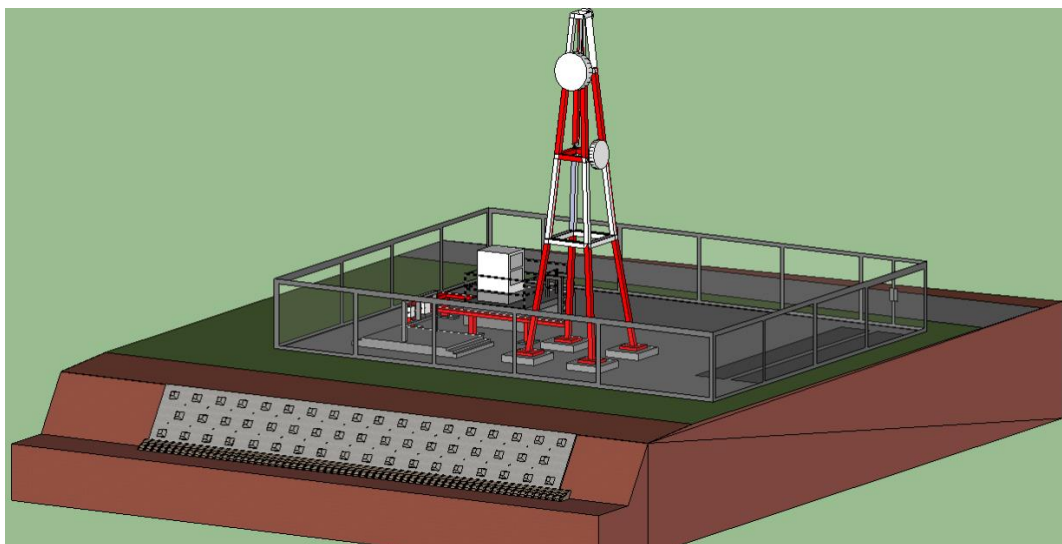


Figura N° 25. Panorámica frontal del sitio de implementación del Soil Nailing liviano y los componentes de la Radio Base

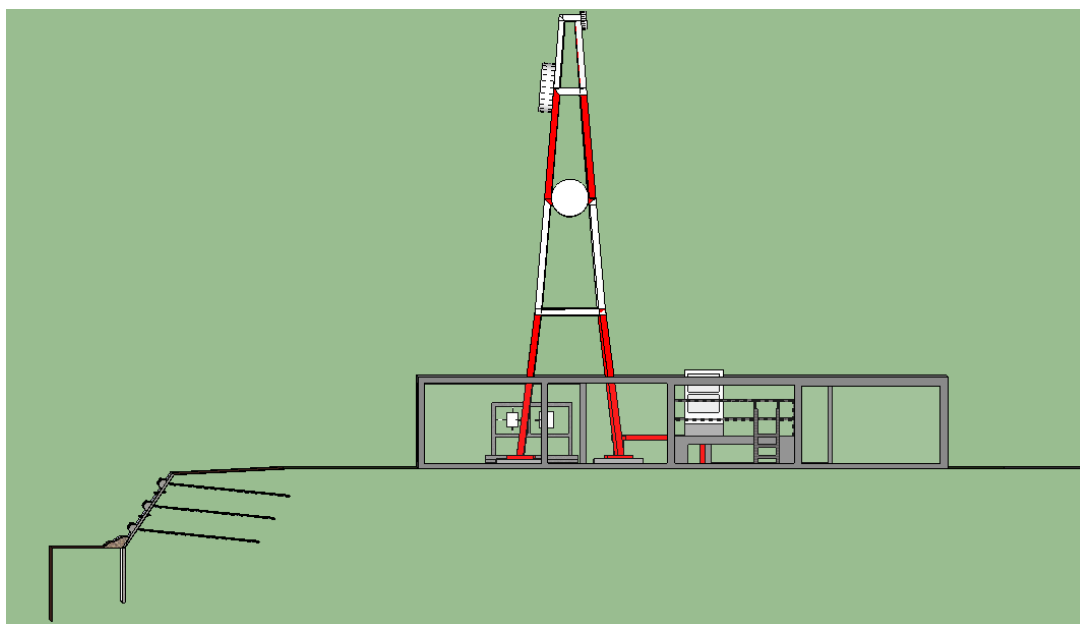


Figura N° 26. Panorámica lateral del sitio de implementación del Soil Nailing liviano y los componentes de la Radio Base

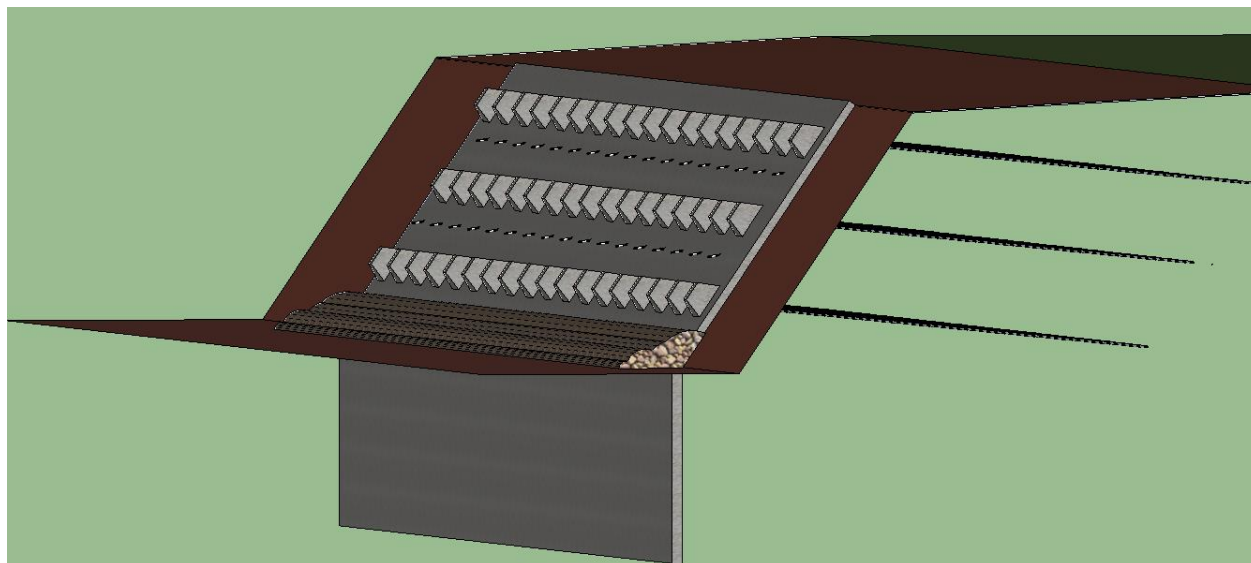


Figura N° 27. Sistema total de protección contra erosión y socavación en el sitio Purruja

Modelos de Central Telefónica Cerro Savegre

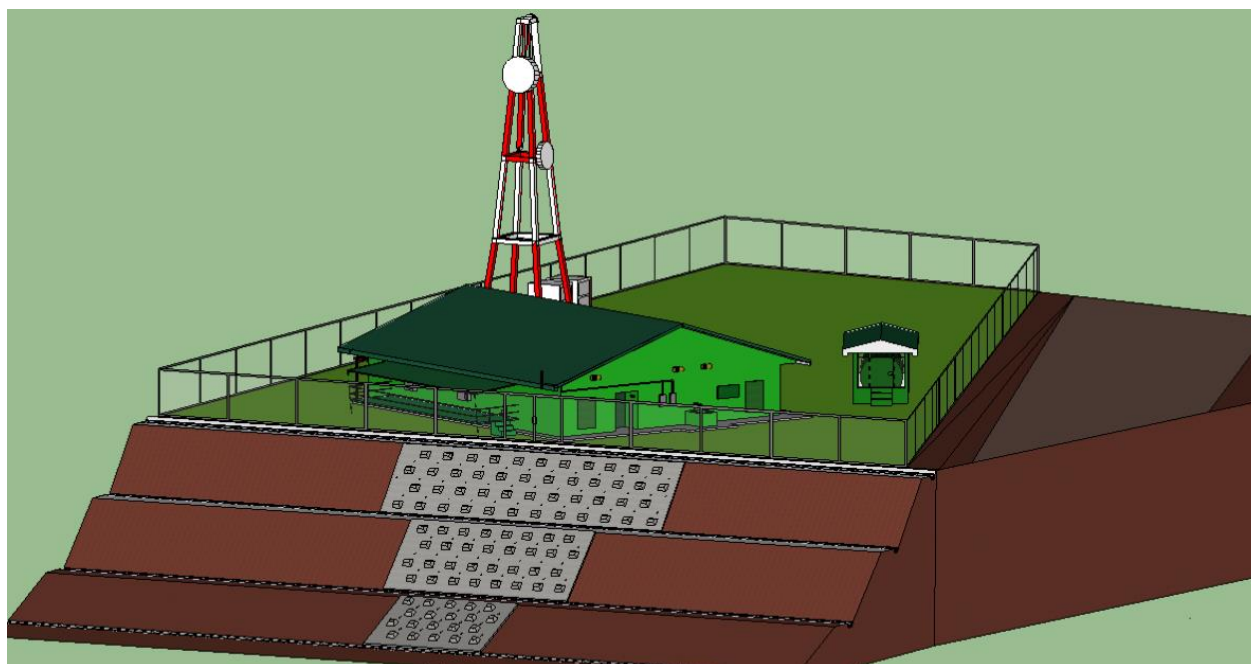


Figura N° 28. Panorámica frontal del sitio de implementación del Soil Nailing y los componentes de la Central Telefónica

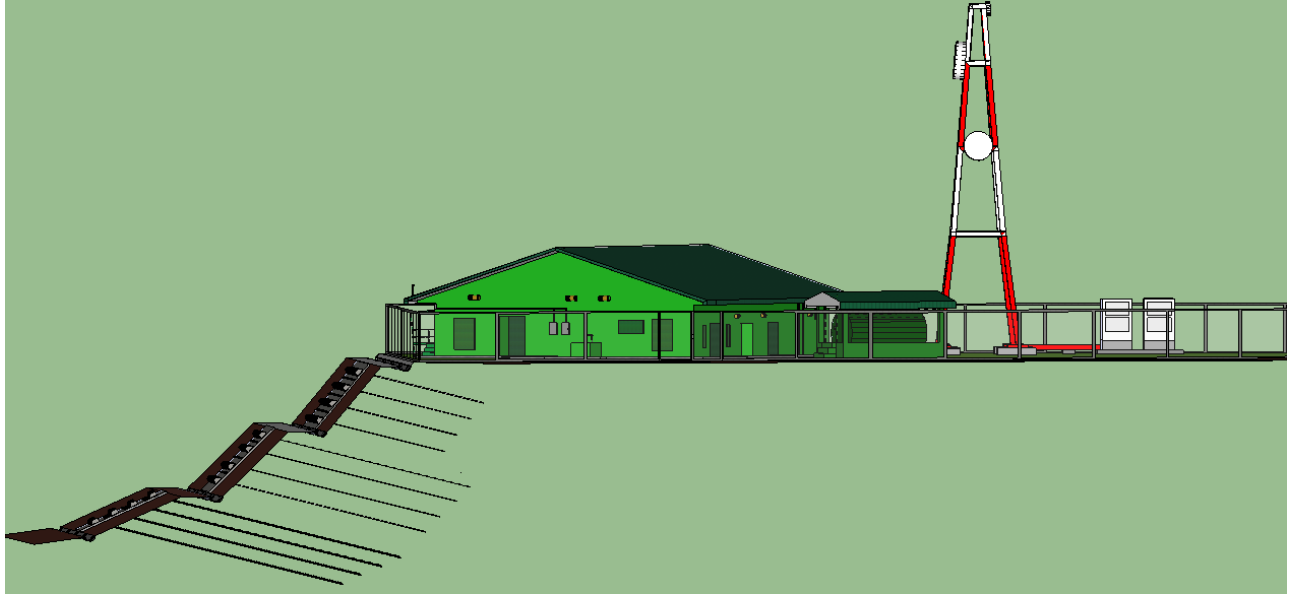


Figura N° 29. Panorámica lateral del sitio de implementación del Soil Nailing y los componentes de la Central Telefónica

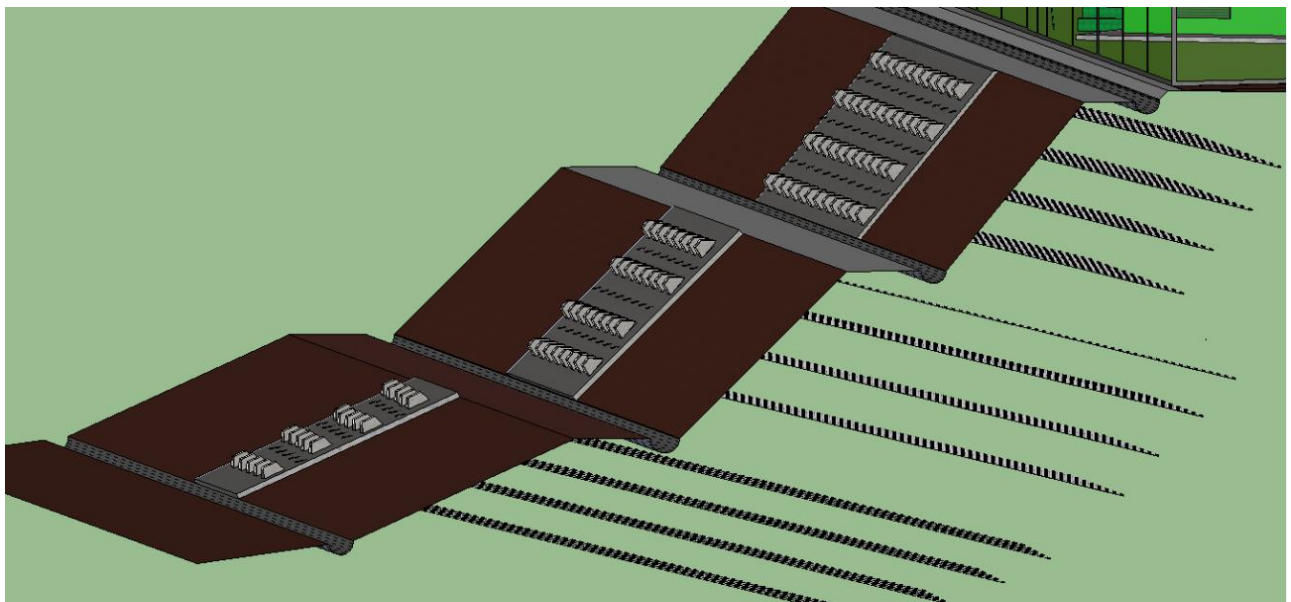


Figura N° 30. Sistema total contra la problemática de inestabilidad por las condiciones del suelo en el sitio Cerro Savegre

Referencias

- American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14) y Comentario*. USA.
- Araya, M. V. (2005). *Diseño de drenaje superficial* (Primera ed.). Cartago, Costa Rica: Tecnológica de Costa Rica.
- Asociación Costarricense de Geotecnia-Comisión Código de Cimentaciones de Costa Rica. (2009). *CCCR: Código de Cimentaciones de Costa Rica* (Segunda ed.). Cartago, Costa Rica: Tecnológica de Costa Rica.
- Asociación Costarricense de Geotecnia-Comité técnico del Código de Cimentaciones de Costa Rica. (2015). *Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica* (Primera ed.). Cartago, Costa Rica: Tecnológica de Costa Rica.
- ASTM International. (2007). *ASTM D2850-03a(2007) Standard test method for unconsolidated-undrained triaxial compression test on cohesive soils*.
- ASTM International. (2008). *ASTM D2573-08 Standard test method for field vane shear test in cohesive soil*.
- ASTM International. (2010). *ASTM d6431-99(2010) Standard guide for using the direct current resistivity method for subsurface investigation*.
- ASTM International. (2011). *ASTM D1586-11 Standard test method for standard penetration test (SPT) and split-barrel sampling of soils*.
- ASTM International. (2011). *ASTM D4767-11 Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soil*.
- ASTM International. (2011). *ASTM d5777-00(2011)e1 Standard guide for using the seismic refraction method for subsurface investigation*.
- ASTM International. (2013). *ASTM D21166 / D2166M-13 Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil*.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica* (Cuarta ed.). Cartago, Costa Rica: Tecnológica de Costa Rica.
- Das, B. M. (2001). *Principio de Ingeniería de Cimentaciones* (Cuarta ed.). México: International Thomson Editores, S.A. de C.V.
- Díaz, J. S. (2001). *CONTROL DE EROSIÓN en zonas tropicales*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander. Obtenido de <http://www.erosion.com.co/control-de-erosion-en-zonas-tropicales.html>
- Federal Highway Administration (FHWA). (1996). *MANUAL FOR DESIGN & CONSTRUCTION MONITORING OF SOIL NAIL WALLS*. Washington, USA.
- Federal Highway Administration. (2015). *SOIL NAIL WALLS REFERENCE MANUAL*.
- IMN. (s.f.). *Instituto Meteorológico Nacional de Costa Rica*. Obtenido de <https://www.imn.ac.cr/web/imn/inicio>
- OVSICORI. (s.f.). *OBSERVATORIO VULCANOLÓGICO Y SISMOLÓGICO DE COSTA RICA*. Obtenido de OVSICORI: <http://www.ovsicori.una.ac.cr/>
- Pirie, M. L. (2004). *PROPUESTAS PARA COEFICIENTE SÍSMICO PARA ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO DE TALUDES*.
- Vallejo, L. I., M. F., L. O., & C. O. (2002). *INGENIERÍA GEOLÓGICA*. Madrid: PEARSON EDUCACIÓN.