



Universidad Científica del Perú - UCP
*Registrado en el Asiento N° A00010 de la Partida N° 11000318, Personas Jurídicas de Iquitos,
Superintendencia de los Registros Públicos - SUNARP*

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

TÍTULO PROFESIONAL
TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL
(Sustentación de Caso)

**“DISEÑO DE BARRERAS DINÁMICAS PARA LA PROTECCIÓN
ANTE LAS CAÍDAS DE ROCAS EN EL TRAMO SHAPAJA -
CHAZUTA, KM 18+700.00 – 18+820.00, 2019”.**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

AUTOR (ES): BACH. PAIMA AGUIRRE JOSE LUIS
BACH. SANGAMA SANGAMA LALO

ASESOR : ING. CALEB RIOS VARGAS,M.Sc.

TARAPOTO – SAN MARTÍN – SAN MARTÍN – PERÚ

2019

DEDICATORIA

A Dios por guiar y bendecir nuestro camino en nuestras vidas estos años de existencia. Y a todas las personas que les servirá de mucha ayuda este trabajo de investigación.

AGRADECIMIENTO

Muy satisfechos expresamos nuestra gratitud a la Universidad Científica del Perú por formar profesionales con buenos valores. A nuestros padres por ser la fuerza necesaria que necesitábamos en los momentos difíciles de nuestras vidas.



**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL**

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

Con Resolución Decanal N° 555 -2019- UCP - FCEI del 10 de julio de 2019, la **FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP** designa como Jurado Evaluador y Dictaminador de la Sustentación del Trabajo de Suficiencia Profesional a los Señores:

- | | |
|--|------------|
| • Ing. Enrique Napoleón Martínez Quiroz, M.Sc. | Presidente |
| • Ing. Andrés Pinedo Delgado, Mg. | Miembro |
| • Ing. Luz Claudia Navarro Del Águila, Mtra. | Miembro |

En la ciudad de Tarapoto, siendo las 11:00 am, del día lunes 15 de julio de 2019, en las instalaciones de la UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP, se constituyó el Jurado para escuchar la sustentación y defensa del Trabajo de Suficiencia Profesional:

**"DISEÑO DE BARRERAS DINÁMICAS PARA LA PROTECCIÓN ANTE LAS
CAÍDAS DE ROCAS EN EL TRAMO SHAPAJA-CHAZUTA 18+700.00 –
18+820.00, 2019"**

Presentado por las sustentantes:

JOSE LUIS PAIMA AGUIRRE y LALO SANGAMA SANGAMA

Asesora: Ing. Caleb Ríos Vargas, M. Sc.

Como requisito para optar el título profesional de: **Ingeniero Civil.**

Luego de escuchar la Sustentación y formuladas las preguntas las que fueron: Absueltas

El jurado después de la deliberación en privado llegó a la siguiente conclusión:

Por lo que la Sustentación es: Por mayoría

En fe de lo cual los miembros del jurado firman el acta.


Miembro


Presidente


Miembro

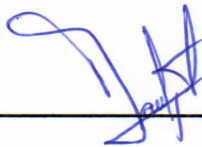
Ing. LUZ CLAUDIA NAVARRO DEL ÁGUILA, Mtra.

MIEMBRO DEL JURADO

CALIFICACIÓN:	Aprobado (a) Excelencia	: 19 – 20
	Aprobado (a) Unanimidad	: 16 – 18
	Aprobado (a) Mayoría	: 13 – 15
	Desaprobado (a)	: 00 – 12

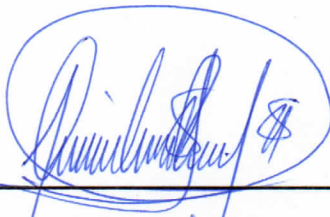
APROBACIÓN

Trabajo de suficiencia profesional sustentada en acto público el día 15 de Julio
a las 11:00 am del 2019.



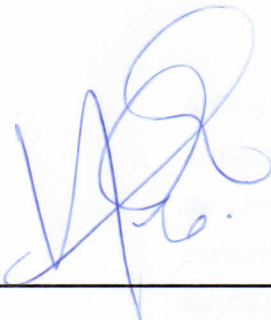
Ing. ENRIQUE NAPOLEÓN MARTÍNEZ QUIROZ, M. Sc.

PRESIDENTE DEL JURADO



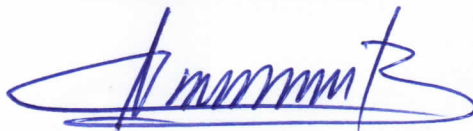
Ing. ANDRÉS PINEDO DELGADO, Mg.

MIEMBRO DEL JURADO



Ing. LUZ CLAUDIA NAVARRO DEL ÁGUILA, Mtra.

MIEMBRO DEL JURADO



ING. CALEB RÍOS VARGAS
ASESOR

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I	12
INTRODUCCIÓN	12
1.1 Planteamiento del caso	13
1.2 Antecedentes.....	14
1.3 Importancia.....	15
1.4 Objetivos	15
1.4.1 Objetivo general.....	15
1.4.2 Objetivos específicos	15
CAPÍTULO II	16
2.1 Antecedentes de la investigación.....	16
Internacional.....	16
Nacional	17
2.2 Definiciones teóricas y conceptuales.	18
Definiciones Teóricas	18
Primeras aplicaciones.....	18
Primeras pruebas de campo.....	21
Elementos de frenado.....	25
Redes de cables de acero	27
Grapas	28
Sujeción de red.....	29
Postes	31
Cimentación de los postes.....	32
Anclajes traseros	33
Distancias entre postes	34
Protección contra la corrosión	34
Instalación y mantenimiento	35
Estandarización	35
2.2.2 Definiciones conceptuales	37
Barreras dinámicas.....	37
Caída de rocas	39
Fragmentación natural.....	39

Deformabilidad	39
Permeabilidad	40
Precipitaciones Pluviales	41
Estabilidad de taludes y mecanismo de rotura.....	41
Mecanismos de rotura	42
Medidas para reducir caídas de rocas.	42
CAPÍTULO III	44
METODOLOGÍA	44
3.1 Método de estudio del caso	44
Análisis de Precipitación Pluvial	45
COMPRESIÓN SIMPLE	48
ENSAYO DE CARGA PUNTUAL	53
GLANULOMETRÍA.....	56
DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD	57
LIMITES DE ATTERBERG	59
CAPÍTULO IV.....	61
RESULTADOS.....	61
Análisis estructural	61
Análisis dinámico.....	63
Diseño estructural.....	69
Componentes de la Barrera.....	75
CAPÍTULO V.....	79
DISCUSIÓN	79
CAPÍTULO VI.....	78
CONCLUSIONES	78
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	82
LINKOGRAFÍA.....	83
ANEXOS	84

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 01. Valores de probabilidad por regiones según categoría (Inferior, Normal y Superior).....	46
Tabla 02. Precipitación máxima mensual.....	47
Tabla 03. Valores de resistencia de la matriz rocosa sana.....	51
Tabla 04. Valores típicos de c y phi para roca intacta.....	52
Tabla 05. Valor generalizado de C. $UCS=C*Is$	55
Tabla 06. Esfuerzo último de resistencia en el perímetro del ancla.....	72
Tabla 07. Cuadro de Resumen de los Resultados	76

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 01: Galería de protección contra desprendimientos de rocas.....	18
Figura 02: Barrera a base de red de cable para control de avalanchas.....	19
Figura 03: Primeras barreras individuales con marco a base de madera.....	20
Figura 04: Barrera colocada para la protección contra hielo.....	20
Figura 05: Primeras pruebas en barreras con redes de cable de acero.....	22
Figura 06: Propuesta de las primeras pantallas para el control de caídas de rocas...	22
Figura 07: Primera prueba de barreras con uso de elementos de frenado....	23
Figura 08: Sistema de frenado a base del ensanchamiento de un tubo de acero.....	25
Figura 09: Sistema de frenado a base de anillos.....	26
Figura 10: Redes a base de anillos de acero.....	27
Figura 11: Sujeción de redes en las barreras.....	29
Figura 12: Disposición de los cables en la estructura de la barrera.....	30
Figura 13: Apoyo articulado en la base de los postes.	31
Figura 14: Tipos de cimentaciones para diferentes condiciones del terreno, algunos de los cuales, están fuera de uso actualmente.....	32
Figura 15: Ancas utilizadas en el sistema de barreras dinámicas.....	33
Figura 16: Pronóstico probabilístico a nivel nacional.....	45
Figura 17: Pronóstico probabilístico de lluvia en el 2019.....	46
Figura 18: Modos típicos de falla para muestras válidas e inválidas (a) muestras diametrales válidas; (b) muestras axiales válidas; (c) bloques válidos; (d) muestras inválidas.....	53
Figura 19: Horno de secado de temperatura regulable.....	58
Figura 20: Balanza electrónica de precisión 0.01 gr.....	58
Figura 21: Diagrama fuerza de reacción-desplazamiento.....	61
Figura 22: Esquema y diagrama de cuerpo libre de la deformación en la red metálica	63

Figura 23: Diagramas de fuerzas actuantes en los principales nodos de la pantalla .	63
Figura 24: Diagramas de fuerzas actuantes en los principales nodos de la pantalla	64
Figura 25: Diagramas en elevación y planta de la deformación de la red.....	67
Figura 26: Perfil a utilizar en los postes.....	70
Figura 27: Vista en 3-D de la base del poste.....	74
Figura 28: Esquema de anclaje (SUAREZ, Deslizamientos: Técnicas de remediación).....	75

RESUMEN

La presente investigación se desarrolló en el Tramo Shapaja-Chazuta, Km 18+700.00 – Km 18+820.00 en la provincia y región San Martín, con el propósito de realizar un diseño de Barreras Dinámicas para la protección ante la caída de rocas, prevenir accidentes y pérdidas de vidas humanas así como proteger la vía que es una de las más afectadas por las constantes caídas de rocas registradas en épocas de lluvias (Octubre-Abril), además es el medio de transporte terrestre único para la conexión entre la ciudad de Tarapoto y el distrito de Chazuta.

El propósito de implementar barreras dinámicas en el Tramo Shapaja-Chazuta, es para mitigar los efectos destructivos de las rocas que actualmente presentan daños considerables al tramo en estudio y permitir que los pobladores hagan uso de esta vía sin temor a encontrarse en peligro al transitarla.

Para el desarrollo de la investigación fue necesario conocer las propiedades físicas y mecánicas de las rocas para determinar el ángulo de fricción, lo cual nos ayudó a determinar el valor límite de resistencia al deslizamiento.

Se investigó un total de 120 metros lineales con el objetivo de diseñar barreras dinámicas, las mismas que fueron diseñadas para lograr la capacidad óptima de retención de las rocas.

Palabras Claves:

Barreras Dinámicas, rocas, vía.

ABSTRACT

The present investigation was developed in the Shapaja-Chazuta Section, Km 18 + 700.00 - Km 18 + 820.00 in San Martín's province and region, with the purpose of designing Dynamic Barriers for protection against falling rocks, preventing accidents and loss of human lives as well as protecting the road that is one of the most affected by the constant falls of rocks recorded in rainy seasons (October-April), it is also the only means of land transport for the connection between Tarapoto City and Chazuta district.

The purpose of implementing dynamic barriers in the Shapaja - Chazuta Section is to mitigate the destructive effects of rocks that currently present considerable damage to the section under study and allow people to make use of this route without fear of being in danger when transiting it.

For the development of the investigation it was necessary to know the physical and mechanical properties of the rocks to determine the angle of friction, which helped us to determine the limit value of resistance to sliding.

A total of 120 linear meters were investigated with the aim of designing dynamic barriers, the same ones that were designed to achieve the optimal rock retention capacity.

Keywords:

Dynamic Barriers, rocks, road.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

El desprendimiento de rocas de los taludes hacia las vías de transporte terrestre en nuestro país es un problema muy frecuente. Sigilosamente causa grandes pérdidas materiales y humanas. La Red Vial Departamental SM 106, específicamente en el tramo Shapaja – Chazuta se encuentra afectado por este grave problema. Las entidades encargadas de la operación y mantenimiento de estas vías no han mostrado interés de invertir en construcciones preventivas e innovadoras que generen seguridad a los transportistas y transeúntes. De esta manera, los autores de esta investigación han considerado pertinente el diseño de barreras dinámicas a lo largo de ciento veinte metros (km 18+700.00 – km 18+820.00), considerados como la parte más crítica.

Para lograr los objetivos planteados en la investigación se han llevado a cabo una metodología, la cual permitió llegar al diseño final de las barreras dinámicas aptas para la protección de las personas que hacen uso de esta vía, ante las caídas de rocas.

En la investigación desarrollada, se realizaron la obtención de muestras del suelo y roca existente en el lugar (tres calicatas). Posteriormente se realizaron los ensayos de compresión simple y carga puntual para rocas, y límites de Atterberg, granulometría y contenido de humedad para el suelo, de esta manera se pudo conocer sus propiedades físicas y mecánicas de las mismas. Los resultados obtenidos fueron que el estrato superficial el limo de baja densidad y la roca clasificada como roca blanda. Además, se obtuvo el ángulo de fricción de la roca que es igual a 31° dato fundamental para el diseño de las estructuras de las barreras dinámicas. La separación entre postes será de 10 metros de longitud, haciendo por lo tanto un total de doce barreras dinámicas a diseñar, las cuales son típicas debido a la similitud de las características del suelo del lugar.

Se muestran tablas y hojas de cálculos realizados por los autores en donde se realiza el procedimiento para llegar al resultado final del diseño de las barreras dinámicas.

1.1 Planteamiento del caso

En nuestro país las carreteras construidas en topografía accidentada son consideradas como un desafío para la ingeniería. En la región San Martín, gran parte de estas carreteras están ubicadas en montañas altas, las mismas que son afectadas por los constantes deslizamientos de taludes y desprendimientos de rocas.

El desprendimiento de rocas es un problema común en carreteras de selva alta que puede ser provocado por las constantes lluvias o la intervención humana. Estas acciones generan intransitabilidad haciendo de esto un grave problema para el tránsito vehicular y peatonal.

Este proyecto tuvo como finalidad conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo y las rocas, para realizar el diseño de barreras dinámicas como elemento de protección ante las continuas caídas de rocas, presentándose como un peligro frecuente en la vía.

Durante la ejecución de la investigación, se realizaron los ensayos de las muestras extraídas con el objetivo de determinar las propiedades de éstas, obteniendo el adecuado diseño de los componentes de las barreras dinámicas.

La presente investigación permite aportar medidas de seguridad para los transeúntes y vehículos que transitan diariamente por el tramo en estudio, ¿de qué manera?, planteando el control de la caída de rocas a través de un diseño de barreras dinámicas.

1.2 Antecedentes

Durante el desarrollo de la investigación se realizó la visita al lugar de estudio con el fin de obtener las muestras que fueron sometidas a ensayos para lograr determinar las propiedades físicas y mecánicas. El tramo en estudio (km 18+700.00 – km 18+820.00) está compuesto en su mayoría por suelo del tipo Limo orgánico, de color beige, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, clasificada como (ML) A-4 (6), y el tipo de rocas que fueron analizadas son del tipo CUARZOSA - ARENISCA GF.

Con el fin de prevenir que las rocas lleguen a la calzada convirtiéndose en un peligro latente para los que transitan por esta vía, los autores se dedicaron a diseñar barreras dinámicas para mitigar que las rocas afecten a la carretera.

Según Vilaplana and Payàs (2008) la peligrosidad natural es la probabilidad de que pueda ocurrir un peligro natural de determinada magnitud en un lugar concreto y en un período de tiempo determinado, y el riesgo natural es la probabilidad de daños debidos a un fenómeno natural en un lugar concreto y en un período de tiempo determinado.

El primer uso fue en 1951 en la montaña Schafberg en Pontresina, en el Valle de Engadina, Suiza. En 1952, a la empresa Kabelwerke Brugg se les concedió una patente para este nuevo tipo de protección contra avalanchas. Las redes de cable de acero ya habían sido utilizadas previamente con fines de protección en operaciones de voladura. Al principio, las redes se construyeron de forma individual. La idea de las estructuras de protección contra caídas, sólo fue desarrollada en años posteriores por el profesor Häfeli, catedrático en el Instituto Federal Suizo de Tecnología (ETH) en Zúrich, quien inició los métodos de dimensionamiento de las estructuras para prevención de avalanchas a base de redes de cable de acero.

1.3 Importancia

La presente investigación genera un interés de estudio para evitar que las rocas sean un peligro para los que utilizan la carretera Shapaja – Chazuta, Km 18 + 700.00 – 18 + 820.00. El desarrollo de esta investigación presenta una gran relevancia porque genera seguridad para las personas y vehículos mediante el diseño de barreras dinámicas en el tramo en estudio.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Diseñar barreras dinámicas para la protección ante las caídas de rocas en el tramo Shapaja-Chazuta, Km 18+700 – 18+820, en el año 2019.

1.4.2 Objetivos específicos

1. Analizar las precipitaciones pluviales registradas en la zona que actúan en el desprendimiento de las rocas del tramo Shapaja-Chazuta, Km 18+700 – 18+820, en el año 2019.

2. Determinar las propiedades físicas y mecánicas de las rocas en el tramo Shapaja-Chazuta, Km 18+700 – 18+820, en el año 2019.

3. Identificar el tipo de formación de las rocas en el tramo Shapaja-Chazuta, Km 18+700 – 18+820, en el año 2019.

CAPÍTULO II

2.1 Antecedentes de la investigación

Para el desarrollo del presente proyecto se tomó como antecedentes:

Internacional

Valerio Chimal, Leopoldo (2012) en su tesis “Barreras Dinámicas a base de materiales convencionales para el control de caídas de rocas” se planteó los siguientes objetivos:

- Desarrollar una metodología racional aplicable en las directrices de diseño, planes generalizados, especificaciones de construcción y optimización de recursos en las barreras dinámicas para controlar la caída de rocas en taludes.
- Determinar los materiales en específico para cada uno de los componentes del sistema de protección.

Y sus conclusiones fueron las siguientes:

- Fue posible analizar y determinar los materiales existentes en el mercado nacional, los cuales tienen la capacidad de ser empleados en la construcción de la barrera dinámica.
- Con la propuesta de diseño y construcción de la barrera, se logró plantear una posible solución para mitigar la caída de rocas en la C.H. Zimapán.

Se podría pensar que el colocar una vasta cantidad de elemento de frenado proporcionaría una elevada capacidad de absorción de energía al sistema, desafortunadamente es una afirmación errónea debido a que los elementos de frenado necesitan la respectiva distancia para que puedan ser influenciados por la energía actuante, por lo que es más probable que la malla alcance su límite de ruptura y los anillos de frenado ni siquiera inicien su deformación.

Nacional

Crispín Huamaní, José Antonio (2017) en su tesis “Diseño, Implementación y Construcción de Barreras Dinámicas en la quebrada Carosio – Chosica”.

Teniendo los siguientes objetivos:

- Desarrollar el diseño e implementación y construcción de las barreras dinámicas en la quebrada Carosio.
- Elaborar una secuencia de diseño de las Barreras Dinámicas.

- Descripción del proceso de instalación de las Barreras Dinámicas

Posteriormente, llegó a las respectivas conclusiones:

- Con el uso de la nueva tecnología utilizada, se logró desarrollar la implementación e instalación de las barreras dinámicas en la quebrada Carosio, con el fin de que sea referencia y guía para otros proyectos similares.
- Se definió un procedimiento constructivo, secuencia de instalación adecuada, para la instalación de las barreras dinámicas que contuvieron satisfactoriamente los volúmenes pronosticados:
- Los tipos de barreras instaladas según su capacidad fueron:
 - UX100 de 100 KPa de resistencia pseudoestática y altura 4 m (1).
 - UX120 de 120 KPa de resistencia pseudoestática y altura 6 m, (2).
 - UX180 de 180 KPa de resistencia pseudoestática y altura 6 m. (1).
- Los pernos utilizados para los taludes de la quebrada, con longitud de 9.0 m, y diámetro de perforación de 76 mm; en suelo coluvial, y longitud de 5.0 m, con perforación de 64 mm; en roca, trabajaron de manera eficiente sin ningún problema.
- El sistema multinivel que se implementó en la quebrada Carosio con la instalación de 4 barreras dinámicas de manera consecutiva, funcionó de manera correcta, debido a que cuando la primera barrera (N°10) fue colmatada, se produjo un Over Flow que fue contenido por la barrera siguiente y así sucesivamente hasta contener todo el flujo de lodos y escombros.
- La parte crítica del proyecto, fue el traslado de materiales, debido a lo accidentada de la topografía, no solo se utilizó transporte terrestre y aéreo hasta ciertos puntos, sino también fue necesario el uso de animales de carga (burros) para completar el traslado de todos los materiales.

Locales: En la región San Martín realizando la búsqueda a la fecha no se ha encontrado información (temas similares).

2.2 Definiciones teóricas y conceptuales.

2.2.1 Definiciones Teóricas

Primeras aplicaciones

Ahlburg (1870), en su libro de texto sobre Construcción De Carreteras, capítulo diversos dispositivos y sistemas con los que se cuenta en las obras de ingeniería, menciona que, las instalaciones especiales que se oponen al deslizamiento de restos de rocas formadas por los procesos de meteorización son requeridos sin duda para proteger el tráfico a lo largo de las vías en terrenos montañosos. Sus hallazgos se ilustran en la galería mostrada en la figura 01.

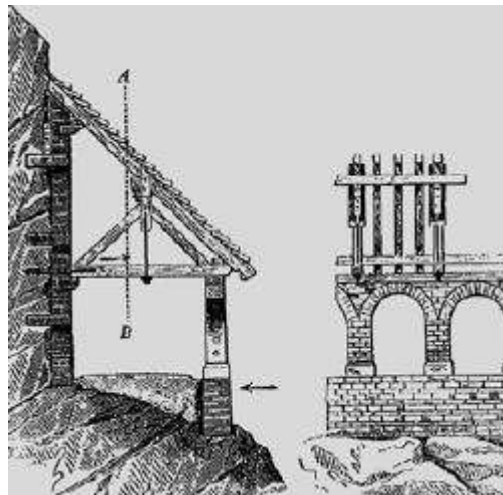


Figura 01. Galería de protección contra desprendimientos de rocas.

El uso de redes de cable de acero como protección contra avalanchas comenzó con redes triangulares de mallas rectangulares, inicialmente montadas en postes de madera y, posteriormente, sobre columnas de acero (Figura 02). El tamaño de malla era de 20 x 20 cm. El primer uso fue en 1951 en la montaña Schafberg en Pontresina, en el Valle de Engadina, Suiza. En 1952, a la empresa Kabelwerke Brugg se les concedió una patente para este nuevo tipo de protección contra avalanchas. Las redes de cable de acero ya habían sido utilizadas previamente con fines de protección en operaciones de voladura. Al principio, las redes se construyeron de forma individual (figura 03). La idea de las estructuras de protección contra caídas, sólo fue desarrollada en años posteriores por el profesor Häfeli, catedrático en el Instituto Federal Suizo de Tecnología (ETH) en Zúrich, quien inició los

métodos de dimensionamiento de las estructuras para prevención de avalanchas a base de redes de cable de acero.

Con el tiempo y la experiencia fue evidente que las estructuras de prevención de avalanchas estaban constantemente expuestas a la caída de rocas, aún durante el período libre de nieve. Esta observación llevó a Bindschadler, un empleado de alto mérito de Kabelwerke Brugg AG, al uso de redes de cable de acero para la protección contra la caída de rocas en particular. La primera estructura del mundo, contra caída de rocas a base de red de cable de acero, fue erigida en 1958 en Brusio, el sur de Suiza, para las líneas de transmisión de energía Campocologno - Cavaglia. La construcción basada en las redes rectangulares de 3 x 5 m y 5 m de altura, es decir, de altura competente, aun para los estándares actuales. Fue colocada en un muro de contención y tensada por vigas de acero. La segunda estructura de protección contra caída de rocas se colocó en 1959, cerca de Ardez en la Baja Engadina, y también fue erigida sobre un muro de contención.



Figura 02. Barrera a base de red de cable para control de avalanchas.



Figura 03. Primeras barreras individuales con marco a base de madera.

Un ejemplo impresionante de la eficacia de las estructuras de protección contra la caída de rocas se hizo evidente en 1961 con la estructura de prevención de avalanchas erigido en 1954 en el Stotzigberg, Vasón en el Canton de St. Gallen, Suiza, dónde rocas de un volumen de aproximadamente 3 m³ fueron capturados y detenidos sin problemas (figura 04). Cerca de Pfäfers en el mismo Canton, las redes de cable de acero se instalaron en 1959 para proteger una carretera de la caída de hielo.



Figura 04. Barrera colocada para la protección contra hielo.

Primeras pruebas de campo

Los métodos de dimensionamiento que se habían convertido en el estándar de protección contra avalanchas aún no estaban disponibles para la mitigación de caída de rocas. Aún no se conocía la energía que dichas construcciones podrían absorber. Esto llevó a las primeras pruebas sistemáticas de caída de rocas en 1962. En Brunnen en el lago de Lucerna, rocas de 520 N (53 kg) cayeron sobre un silo de cereales desde una altura de 45 m con, por las normas vigentes, un mínimo de energía de 23 kJ en la red de cables de acero asegurada horizontalmente por cables de nylon en un marco de acero (figura 05). La red detuvo las rocas sin sufrir daños, la carretera Axen ubicada en el lugar en cuestión estaba protegido por una galería que aún permanece en el lugar actualmente. En 1968, a propuesta de la compañía de ferrocarriles del BLS, rocas de hasta 10 kN fueron arrojadas por una pendiente hacia una estructura de protección contra caída de rocas que constaba de tres secciones de redes de cable de acero diagonal. La capacidad de absorción de energía especificada para estas estructuras sigue siendo baja. Las personas implicadas llegaron a la conclusión, que el aumento de absorción de energía, expresada por el trabajo mecánico W efectuado por la caída de rocas en el sistema, a una limitada absorción de fuerza F del sistema sólo puede lograrse con un máximo posible de trayectoria de desplazamiento (s) de acuerdo con la siguiente ecuación: $W = F \times s$

Para estos fines no era suficiente la elongación de 2,5 a 3% de los cables de acero normales, posteriormente se logró desarrollar cables con una elongación de hasta 15%. Las resistencias mecánicas eran demasiado bajas, de manera que el efecto se mantuvo bajo también. El avance se produjo sólo con los elementos de frenado. Estos permitieron distancias de frenado que eran prácticamente sólo limitados por el efecto de captación de la estructura. Para alcanzar la magnitud a la cual los avances han llegado hasta ahora: en las pruebas efectuadas actualmente en el nuevo campo de prueba en Walenstadt, Suiza, un bloque de 96 kN en caída libre desde una altura de 32 m se detuvo por completo después de un trayecto de deformación de 7.2 m sin causar daños graves al sistema de protección. Por este medio, la energía cinética determinada por la inclusión de la trayectoria de deformación ascendió a 3,000 kJ. Sin duda un récord mundial, por el contrario, el sistema

que se muestra en la figura 06 sólo habría absorbido una fracción de la presente a causa de su muy masiva ejecución.



Figura 05. Primeras pruebas en barreras con redes de cable de acero.

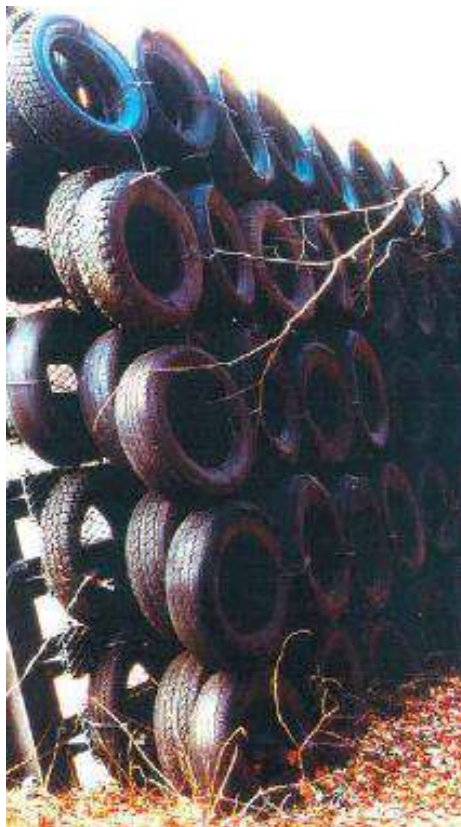


Figura 06. Propuesta de las primeras pantallas para el control de caídas de rocas.

Desde 1975 en el campo de pruebas de la empresa Kabelwerke Brugg AG en Birr en colaboración con la oficina de ingeniería de Heierli de Zürich, se llevaron a cabo ensayos sistemáticos contra caída de rocas destinadas a la elaboración de sistemas con una capacidad de trabajo superior.

Debido a esto, bloques de concreto de hasta 10 kN fueron ejecutados en caída libre por una grúa desde una altura de 20 m en redes de cables de acero tensados horizontalmente. El marco de apoyo constaba de vigas de acero (figura 07). Los elementos de frenado finalmente fueron utilizados por primera vez en estas pruebas.

Con el trabajo de gabinete sólo habría sido posible describir brevemente el funcionamiento de las redes de protección contra caídas. Un factor decisivo para el progreso de las empresas dedicadas al desarrollo de los sistemas de protección fue sin duda la experiencia que los mismos empleados obtuvieron con la combinación de adquisición, asesoramiento técnico, participación en la supervisión de instalaciones de producción y actividad de desarrollo, complementada con la experiencia propia de líderes en la fabricación del cable y, primordialmente, por las pruebas sistemáticas llevadas a cabo.

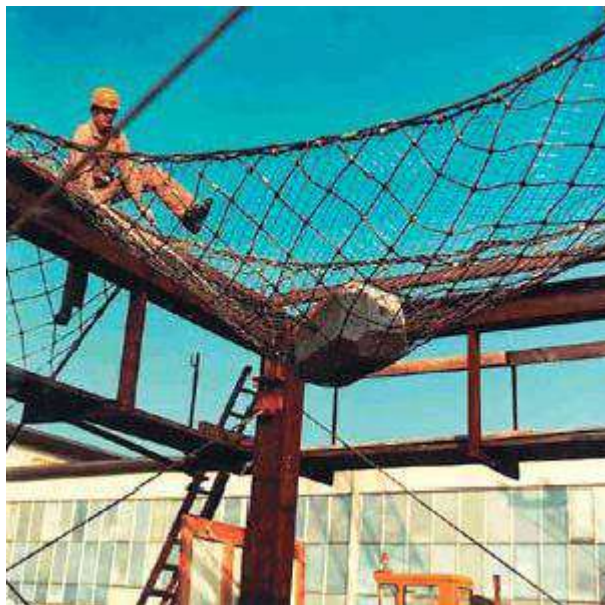


Figura 07. Primera prueba de barreras con uso de elementos de frenado.

Las pruebas descritas en Brunnen, Confederación Helvética (CH) (1962), en Lötschberg, CH (1968) y en el campo de pruebas en Birr, CH (desde 1975) fueron seguidos por la empresa GEOBRUGG para colaborar con la Autoridad de Transporte de California CALTRANS. En 1989 se llevaron a cabo pruebas de rodamiento de roca en una colina de 35 m en Big Sur, luego en 1991 se

efectuaron pruebas en la antigua cantera de Oberbuchsite, CH y desde ese momento iniciaron las pruebas en la cantera de Beckenried, CH. Desde 1997, se están llevando a cabo simultáneamente pruebas de campo en Shayupin, Taiwán, y en Itsukaichi, Japón. Las pruebas actuales de caída han ido desarrollándose desde abril de 2001 en el nuevo campo de pruebas de pruebas de Walenstadt, CH, posteriormente, de manera irónica, un grave peligro de derrumbe había retrasado la construcción del campo por más de medio año. Varias empresas europeas vieron la necesidad de realizar pruebas sistemáticas, incluida una empresa suiza, la cual, en 1985 en una cantera de grava incluyó el primer contrato de suministro. Los ensayos se realizaron bajo el cuidado de la Oficina de Ingeniería Heierli de Zürich. Se realizaron pruebas de caída con una masa de 10 kN con una altura de 20 m (200 kJ).

El sistema de pruebas consistía en un elemento neto tensado en un marco de acero de 5 x 5 m, y equipado con 4 elementos de frenado, el marco se coloca sobre un pozo utilizando frenos de placas especialmente desarrollados y optimizados in situ, como actualmente lo son. En 1988, la empresa Fatzer AG realizó pruebas similares de caída sobre un pozo, utilizando el freno de tubo en forma de anillo.

De acuerdo con la información de Gerber (2001), un total de 343 pruebas se han realizado sólo en Suiza desde el año 1987 en 7 configuraciones de prueba diferentes (Beckenried, Oberbuchsite, Giswil, Trübbach, Lungern, Ruthi y Walenstadt). El mayor número de pruebas al año se logró en 1991 con 74 pruebas. Se realizaron pruebas de balance en Beckenried exclusivamente, mientras que las pruebas de caída se llevaron a cabo en Ruthi y Walenstadt, lugares donde actualmente se siguen realizando. Se han instalado teleféricos en los sitios de prueba para el resto de lanzamientos inclinados.

El desarrollo y perfección de los sistemas de protección, ha evolucionado en estos 43 años definitivamente. Esto se manifiesta por el hecho de que la absorción de energía se elevó de entre 50 a 70 kJ hasta 3,000 kJ en este período, en otras palabras, la capacidad de absorción de energía se ha incrementado por un factor de aproximadamente 60.

Elementos de frenado

Los elementos de frenado permitieron los desplazamientos importantes deseados con la disipación de energía por el trabajo simultáneo de la fricción. Era la primera vez que se utilizan los elementos de frenado con las redes de cable de acero para la mitigación de caída de rocas. Bolliger y Heierli fueron capaces de solicitar una patente para estos frenos de cable en 1975.

Se presentaron en el mercado diferentes elementos de frenado con varias formas de ejecución: 1979 hay informes de que en Francia, fueron utilizadas como elementos de frenado; 3 placas de acero dispuestos en la parte superior de cada uno (figura 08).



Figura 08. Sistema de frenado a base del ensanchamiento de un tubo de acero.

A una distancia de frenado de 6 m para casi una absorción de energía lineal de 160 kJ sobre la distancia de frenado.

Una compañía suiza ha estado utilizando, desde 1985, una placa como un elemento de frenado. Aquí, el cable de acero se coloca a través de orificios en la misma placa de acero. En las distancias de frenado entre 1 y 1,5 m la absorción de energía es de 50 y 75 kJ, respectivamente.

Un fabricante italiano desarrolló un elemento de frenado con el que un cono ensancha un tubo de acero. De acuerdo con el productor de este freno la deformación absorbe 50 kJ en una distancia desconocida.

En 1991, la empresa Fatzer AG obtuvo una patente en el anillo del freno llamado. Aquí el cable pasa a través de un tubo curvado de forma de anillo. Originalmente, los dos extremos del tubo se soldaban entre sí por medio de una placa de acero, pero que ahora están comprimidas por una funda de aluminio (figura 09). Esta funda de aluminio con el que los dos extremos de

los tubos están conectados evita la separación del anillo debido al par de fuerzas de planos desiguales de los cables, además de que se mejora considerablemente la capacidad de disipación de energía del anillo de frenado.

La absorción de energía de los anillos de frenado no ha cambiado sustancialmente desde los inicios. Dependiendo del diámetro del cable lo que equivale entre 70 y 140 kJ.

La ley de patentes sólo ha permitido patentar las partes del sistema, pero no el sistema completo. Por lo que ha habido algunos casos de disputas de patentes entre empresas.



Figura 09. Sistema de frenado a base de anillos.

Redes de cables de acero

Si bien las redes rectangulares fueron utilizadas inicialmente para las estructuras de prevención de avalanchas, pronto se reconocieron las ventajas de las redes en forma de triángulo; presentaron ventajas por facilidad de cálculo y ajuste adecuado en terrenos irregulares. De acuerdo a un folleto de una empresa austriaca, las redes triangulares para protección contra avalanchas y caídas de roca se promueven desde 1973. De la misma manera se han utilizado diseños trapezoidales.

Con el paso de los años se ha optado por el uso de materiales auxiliares, tales como cables de acero, la evolución en materiales ha sido con el fin de mejorar la capacidad de estos sistemas de protección. Hasta la fecha, sin embargo, el diseño de estos sistemas se ha basado principalmente en métodos empíricos, el juicio de ingeniería y experiencia. Esto ha permitido orientar sobre la idoneidad del diseño del sitio, la caracterización de las cargas externas, la selección de la tela, los requisitos de anclaje, y los

detalles del sistema. Las primeras redes de cable de alambre para la protección de caída de rocas y avalanchas eran del tipo trenzado en paralelo, mientras que las redes trenzadas en diagonal, se utilizaron más adelante.

Ambos tipos se hacían a mano. La malla de cable sin fin se entrelaza con un cable límite circunferencial. Las redes en diagonal ya se utilizaban en 1975 en las pruebas de caída en Birr, Suiza. Las redes a base de anillos (figura 10) poco a poco han desplazado a las redes en diagonal, sin embargo ciertas empresas en Suiza aún las utilizan, obteniendo capacidades de absorción de energía hasta de 2,000 kJ.

Las primeras redes de anillo consisten en anillos empalmados y proceden de las poblaciones marinas de los años cuarenta, cuando se utiliza para proteger los puertos contra ataques submarinos. Su inconveniente era la dificultad para eliminar el agente anticorrosión Cosmoline el cual llevó a problemas de eliminación en caso de remoción por medio de solventes. Si no se eliminaba por completo, el agente causaba problemas en el manejo, provocando que las redes terminaran con textura pegajosa y con mal olor. Las primeras redes a base de anillos fueron producidas por la empresa KabelwerkeBrugg AG en 1982 - 1984 para proteger las presas de los torpedos, en el Oriente Medio.

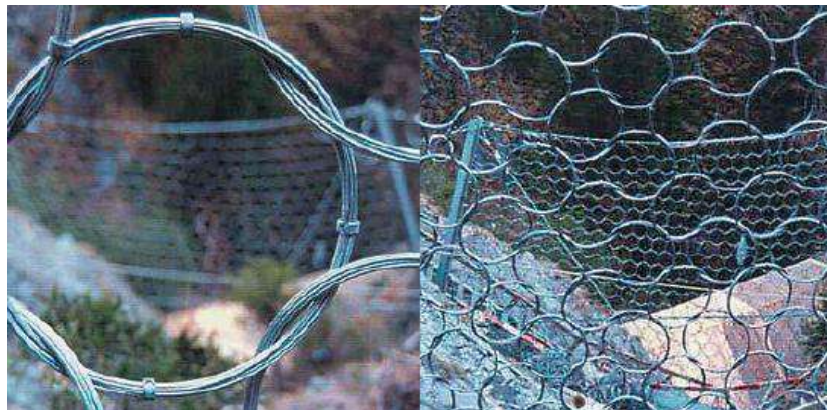


Figura 10. Redes a base de anillos de acero.

La geometría de las redes no sólo era sujeta a cambios, sino también el material utilizado para ellas. En un principio eran utilizados para las redes de diagonales; cables de transición y cables en espiral para las redes de anillo. A partir de 1996 las redes de anillos se cambiaron de cables de alambre comprimido a un paquete de alambres paralelos.

De manera simultánea se llevaron a cabo interesantes desarrollos en Francia, donde las redes de cinta de nylon fueron utilizados inicialmente para fines de prevención de avalanchas y más tarde también para la protección contra caída de rocas. Estas no resultan eficaces, y por esta razón han desaparecido del mercado.

Grapas

Con las redes rectangulares, la malla de cables eran originalmente atados en los puntos de cruce. Más tarde, los nudos aplicables a los cables delgados sólo fueron remplazados por grapas de alambre, sobre todo por medio de grapas cruzadas.

Las primeras pruebas de campo con piedras lanzadas en colinas en Big Sur, California, demostraron que las grapas cruzadas utilizadas por la empresa KabelwerkeBrugg AG no eran lo suficientemente estables. Por esta razón, a partir de 1989, fueron remplazadas por grapas transversales ranuradas con conexión de fricción la cuales aún se usan en la actualidad. Una empresa suiza utilizó desde 1985 redes con cables con cruces atornillados.

Hasta 1995 fueron utilizadas grapas atornilladas con placas, cuando se llevó a cabo el cambio a grapas de conexión-fricción.

Para asegurar las conexiones en los extremos de los cables, surgieron comercialmente clips de cable, eran y son pernos utilizados en U.

Sujeción de red

Como es habitual en la protección contra avalanchas, las primeras redes fueron sujetadas directamente a los postes (figura 11). Esta fijación selectiva reveló ser un punto débil, con lo que la introducción de los frenos de cable también requirió un tipo diferente de sujeción. Las redes se fijaron posteriormente por medio de cables con soporte horizontales entre los postes. La fijación fue inicialmente por medio de grapas de cable o con una costura de cable.



Figura 11. Sujeción de redes en las barreras.

La orientación del cable de soporte era simple al principio. La cuerda de soporte superior corría de un anclaje lateral de la sección en cuestión en la cabeza del primer poste con un cable guía insertado allí para ese fin, hacia el anclaje en el extremo opuesto, mientras que el cable de soporte inferior corría entre los postes exteriores. Los elementos de frenado se incorporaron en el cable de soporte. Esto, sin embargo, restringió la movilidad de los frenos y provocó daños en la red fija.

En 1978, al principio del proyecto Bannwald Altorf, dentro de las secciones, las redes se sujetaron la mitad en un cable y la otra mitad al otro cable. Aquí de nuevo los frenos de cable se colocaron en la parte libre en cada caso. Sin embargo, en vez de correr en paralelo, los cables se cruzaron. El punto de cruce fue asegurado mediante una grapa. Esta guía de doble cable tiene su origen en una idea de Petitpierre, antes de KabelwerkeBrugg AG, y fue utilizado por primera vez en 1978 en el escudo del bosque protegido de la ciudad de Altdorf, Suiza.

Una de las finalidades del desarrollo de esta guía adicional de doble cable paralelo fue dotar al sistema de la máxima elasticidad y al mismo tiempo, con un máximo altura efectiva restante después de haber sido golpeado. La división en dos mitades ha sido abandonada y las redes ahora están fijas en ambos cables de soporte que corren en paralelo, hacia arriba de los elementos de frenado colocados en los postes. A partir de esto se fijó el cable de soporte sin elementos de frenado y con la red fija al cable que corre

delante de los postes, mientras que el cable con los elementos de frenado corre sobre el cable guía en el poste. Esto significa que un cable con los elementos de frenado se mantiene en el poste, mientras el otro no. El cable con los elementos de frenado se puede mover libremente y por lo tanto, reacciona sin restricción a los impactos en secciones cercanas. La figura 12 muestra un cable guía utilizado por la empresa Fatzer AG antes de 1992, incluyendo anclajes delante de los postes.

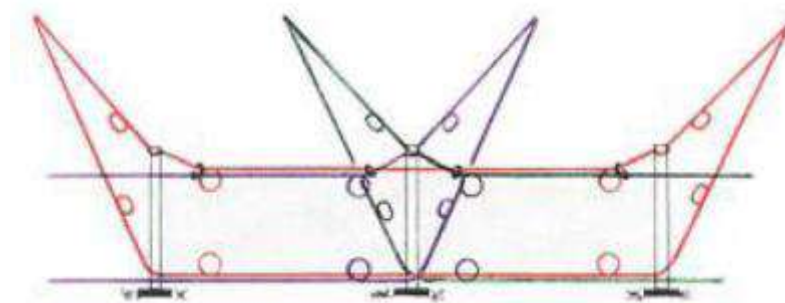


Figura 12. Disposición de los cables en la estructura de la barrera.

Postes

Como se mencionó anteriormente los primeros postes utilizados en los sistemas de protección contra avalanchas; eran de madera, sin embargo, para las primeras aplicaciones con fines de protección contra desprendimientos de rocas, se utilizaron postes de acero. En la primera aplicación de 1958 en Brusio se recurrió a los postes tubulares. En una fase temprana se utilizaron postes a base de perfil de riel, después IPB y más tarde se recurrió a los perfiles HEB, mientras que la aplicación de los postes tubulares continuó en algunos tipos de estructuras. Más allá de esto, se llegaron a utilizar postes articulados con puntales en tensión o compresión para aplicaciones especiales.

Buscando minimizar el daño de los postes en caso de ser golpeados, los postes utilizados en Brusio estaban equipados con juntas cardan, una junta que permitía a los postes actuar en forma articulada (figura 13). En 1978 se utilizaron las llamadas uniones rígidas, con un punto predeterminado de rotura en forma de placa fijada al poste por medio de dos tornillos, la función de dicha placa era doblarse cuando fuese necesario, por ejemplo, en un evento en el que la cimentación del poste y el propio poste aún podían absorber energía sin sufrir daños. Tal unión rígida se utilizó por primera vez

en Goppenstein, Suiza sobre la South Ramp de la línea ferroviaria Lötschberg.

En la actualidad, la gran mayoría de los postes cuentan con una articulación; una pieza intermedia hecha de dos piezas de chapa de acero que permite un efecto de resorte transversal al plano del poste. La falla en el momento adecuado de esta pieza intermedia sirve para evitar daños en el poste y su cimentación.



Figura 13. Apoyo articulado en la base de los postes.

Cimentación de los postes

Con el paso del tiempo las mallas dejaron de colocarse en los muros de soporte o estructuras de concreto armado, por lo que se recurrió a zapatas aisladas como cimentación para los postes, o por medio de taquetes de uso rudo, el poste se atornillaba a la zapata por medio de una placa base.

Aproximadamente desde 1989 se renunció a las zapatas aisladas como cimentación debido a su complejidad y alto costo, particularmente en sustratos inestables. La cimentación ahora consiste en una placa base que se fija por 2 clavos. Como regla; el clavo cuesta arriba está inclinado en un ángulo de 45° contra la vertical cuesta arriba, mientras que el clavo cuesta abajo está en vertical, utilizado como micropilote. Esto significa que el clavo cuesta arriba se somete a mayor tensión, y el clavo cuesta abajo a un esfuerzo cortante y normal. Sin embargo, ambos están sujetos a

considerables momentos de flexión en la cabeza, razón por la cual, la parte cercana a la superficie puede ser reforzada por una protección de tubo de acero.

Dependiendo de la estabilidad del sustrato, los pilotes están hechos de aceros EWI o anclajes autoperforantes, por ejemplo el sistema de Ischebeck. En Francia, algunos sistemas sin cimentación en los postes, lograron sobrevivir. Los postes tubulares permanecen cuesta abajo del plano de la red, se colocan en el suelo por medio de placas base clavadas de manera especial y asegurados a los anclajes cuesta arriba por medio de cables a nivel de suelo.

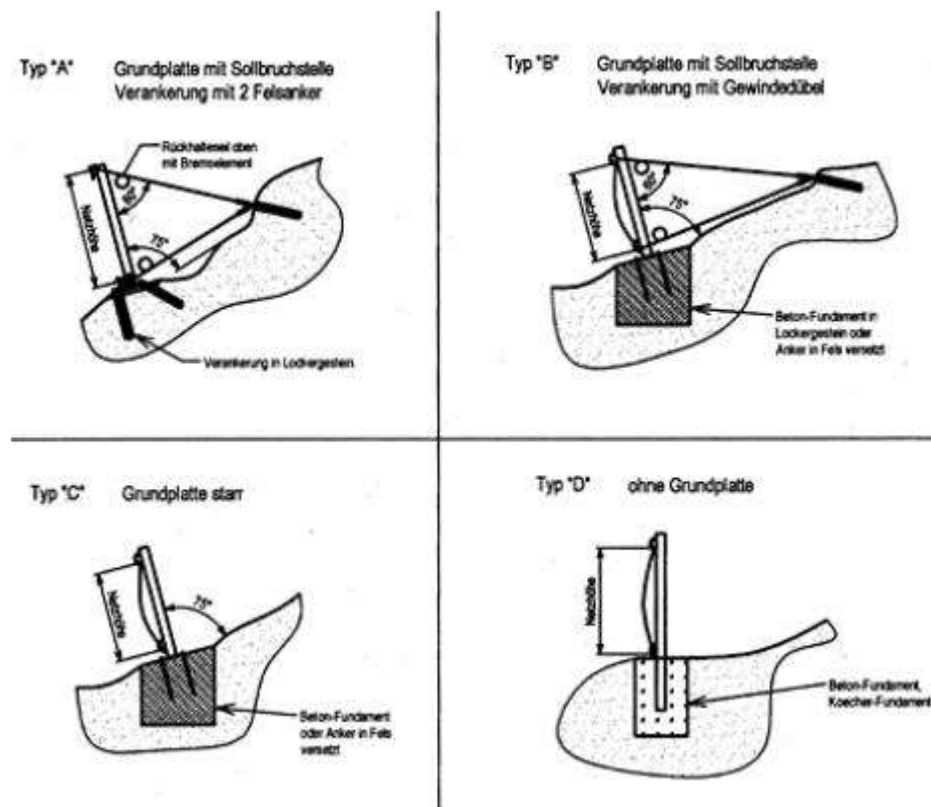
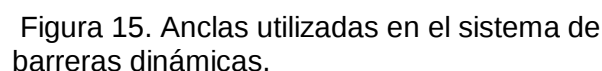


Figura 14. Tipos de cimentaciones para diferentes condiciones del terreno, algunos de los cuales, están fuera de uso actualmente.

Anclajes traseros

El desarrollo de técnicas y métodos es tal que los anclajes traseros de los postes también se han modificados. Inicialmente, los postes eran simplemente anclados en la parte trasera cuesta arriba en el plano de inclinación del talud. En 1988, algunos fabricantes cambiaron por más estabilidad a base de anclajes en la parte posterior, basados en 2 cables con proyección horizontal en forma de V la cual era capaz de disminuir la

Desde los inicios, la transferencia de fuerzas de los cables a los anclajes en el suelo se llevó a cabo a través de anclajes de barras holgadas equipados con pernos, normalmente anclajes GEWI fabricados como anclas SN. De la misma manera, desde 1962, se han utilizado con gran frecuencia anclas de cable, sin embargo se tuvo el inconveniente de la falta de resistencia a la flexión que proporciona los momentos de fuerzas actuantes en dirección no axial (figura 15).



En los primeros sistemas de protección las distancias entre postes eran relativamente pequeñas, en Brusio sólo 3 m por ejemplo. A finales de los 80's, eran comunes las distancias entre postes de 4 a 6 m, a excepción del proyecto Bannwald Altorf mencionado anteriormente, donde la distancia

entre postes era de 10 m. Durante pruebas de campo de Beckenried en 1988 - 1991, se llegó a la conclusión de que las distancias amplias entre postes no sólo reducen la probabilidad de indeseables impactos directos en los postes y cables de sujeción, sino que también permite mayor flexibilidad al sistema y consecuentemente absorbe energías más altas. De la misma manera se genera una reducción de esfuerzos y por lo tanto los costos de los postes y anclajes disminuyen. Desde 1992, se ha optado por estandarizar una distancia entre postes de 10 m.

Protección contra la corrosión

Por disposición de la norma DIN 2078 (Instituto Alemán de Normalización), desde los inicios se han utilizado elementos galvanizados como: cables, postes y elementos de unión. Desde 1996, algunas empresas ofrecen sistemas con protección contra la corrosión de acuerdo con el proceso de Galfan (proceso Zn/Al). En este método el zinc es aleado con 5% de aluminio. De acuerdo con opiniones independientes, por ejemplo, de la EMPA (Laboratorios Federales Suizos de Pruebas e Investigación de Materiales), esta protección contra la corrosión alarga la vida útil en un factor de aproximadamente 3. Se recomienda en particular cuando las estructuras de protección están expuestas al rocío de niebla, a la sal utilizada contra el hielo de las carreteras o condiciones particularmente agresivas por otras razones, por ejemplo en zonas costeras. Anteriormente, además de la galvanización, también se utilizaron redes revestidas adicionalmente con pintura verde anticorrosiva.

Instalación y mantenimiento

Al principio la construcción de una estructura de protección era un trabajo para especialistas, sin embargo, una constructora ordinaria es capaz de instalar un sistema por sí sola después de unas breves instrucciones, y a su vez, las mallas se han ido fabricando de sistemas modulares de fácil montaje desde 1991, lo que ha amplificado el número de personas capaces de realizar este tipo de trabajos.

La cuestión del mantenimiento y de los gastos relacionados, son mucho mayores particularmente donde se producen caídas de rocas con mayor frecuencia. Un progreso considerable hacia la minimización de costos de mantenimiento se logró con la filosofía de dimensionamiento desarrollado por

Duffy&Haller; la cual se basa en el nivel de energía de caída de roca en complemento con la frecuencia con la que se producen en el lugar en cuestión.

Estandarización

Al parecer la estandarización no ha podido desarrollarse al mismo paso con el que los sistemas de protección evolucionan. La estandarización, obviamente, sólo es posible cuando se reconoce en general el estado de la tecnología más avanzada que existe. Si bien existen normas en otras áreas de la tecnología; para conexiones de cable, componentes de acero de construcción, protección contra la corrosión por galvanización, etc., más este no es el caso para las estructuras de protección contra caída de rocas como sistemas.

Hasta la fecha no existen aprobaciones de construcción general ni de supervisión de los sistemas de protección contra caída de rocas. Pocos sistemas en el mercado son capaces de referirse a las pruebas supervisadas y evaluadas por instituciones independientes. Muchos proveedores son muy renuentes a publicar información sobre las pruebas. Lo que provoca que los clientes se enfrenten al problema de tener que decidir entre diferentes sistemas, por criterio del precio y no por criterio de estandarización.

Esta no es la única razón por la cual la Organización Europea de Aprobación Técnica (EOTA) fundada en el 2000 y el banco de pruebas establecido para las pruebas de certificación en Walensee en el contexto de la guía suiza de la SAEFL que entro en vigor en junio de 2001, representan un gran avance. Un adecuado certificado que confirme la compatibilidad con el medio ambiente también sería útil para los despliegues en la normativa de protección del medio ambiente cada vez más exigentes.

Actualmente los sistemas de protección contra caída de rocas se utilizan en todo el mundo. Cuando no es el caso, por lo general es debido a las circunstancias sociales, pero esto sin duda progresivamente va cambiando, también en los países más pobres, con el firme objetivo de optimizar los sistemas de protección contra caída de rocas.

Los involucrados en el tema de caída de rocas están de acuerdo con la opinión de que la absorción de energía de 5,000 kJ alcanzada hace poco

tiempo (Geobrugg 2012) es un hecho memorable, pero no el final del desarrollo, por el momento.

Con el comportamiento del avance de tecnologías, se puede predecir que en los próximos años, se alcanzará una absorción de energía mucho mayor. Los intentos de un cálculo numérico de los sistemas, se han venido realizando desde hace algún tiempo y los proyectos de investigación previstos, arrojan que la prueba a escala 1:1 contribuirán a dicho calculo dentro de unos años.

En los últimos años, las mallas de cable de acero han mostrado una aplicación adecuada en otras áreas, aparte de la protección contra caída de rocas. Como por ejemplo:

- Cubiertas para taludes y paredes rocosas.
- Las solicitudes para fines de prevención de caídas de rocas.
- Protección contra deslizamientos de tierra húmeda.
- Protección de caída de madera y hielo.
- Protección en explosiones y/o trabajos de voladura.
- Prevención contra terrorismo

2.2.2 Definiciones conceptuales

Barreras dinámicas

Según Luis Fonseca (2013), manifiesta que las barreras dinámicas es un sistema de protección contra la caída de rocas, constituido por un obstáculo que se interpone a las posibles trayectorias de los desprendimientos, deteniendo los bloques y transformando la energía cinética que llevan dichos bloques en descenso, en un trabajo de deformación, sin que se produzcan importantes deterioros en la misma y acumulando los materiales componentes del desprendimiento. Las obras de protección de este tipo, se diseñan para soportar impactos de rocas de diferentes pesos, volúmenes, formas y velocidades. En general estas estructuras han de ser diseñadas para soportar fuertes impactos, en intervalos de tiempo muy pequeños. Las rocas pequeñas que caen a gran velocidad, pueden causar efectos de similar magnitud, a los que ocasionan grandes bloques a pequeña velocidad.

(IQUOS 2014). Presenta que los elementos que componen a la pantalla son los siguientes:

Estructura de apoyo: Constituida por una serie de perfiles de acero dispuestos a una distancia constante con el propósito de mantener la estructura de cierre en la posición apta para interceptar las trayectorias de las piedras.

Estructura de Unión: Constituida por cables de acero, adecuadamente dispuestos para que mantengan la estructura de cierre y de apoyo en la correcta posición, además de transmitir las solicitaciones a los anclajes. En los cables de “monte” y laterales se colocan los disipadores de energía, cuya función es también la de reducir las cargas, permitiendo un alargamiento de los cables, y por lo tanto, una deformación de la estructura durante el impacto, evitando así las concentraciones de tensiones.

Estructura de fundación: constituida por una serie de anclajes de “montes” y “laterales”, a distancia constante respecto del plano de la pantalla. También se utilizan barras de acero o micropilotes. Los anclajes de monte tienen una profundidad variable en función a las características mecánicas del terreno de fundación. La función de esta estructura es la de transmitir cargas al terreno.

La estructura completa ocupa un espacio de 4 m de ancho y necesita un plano de colocación bastante regular.

En algunos modelos de barreras, es necesario instalar tirantes de cable al “valle” para darles a los postes de inclinación adecuada (habitualmente 15°), aunque en ocasiones se consigue a través de la regulación de la placa base (bisagra monodireccional).

(Geobrugg 2001). Las medidas estructurales convencionales contra flujos de detritos (“Debris Flow”) consisten usualmente en estructuras de hormigón o mampostería, muchas veces combinadas con elementos masivos de acero. La desventaja de este tipo de estructuras es su característica rígida frente a las solicitaciones de esfuerzos por un impacto dinámico, la cual no permite absorber la fuerza de impacto.

(Wendeler, 2008) manifiesta que el desempeño a largo plazo de barreras flexibles contra flujos de detritos como sustitución de diques rígidos transversales fue investigado en el alcance de un proyecto de investigación.

(Luis-Fonseca, SanzRaïmat 2013). Desde junio de 2001 la Oficina Federal de Medio Ambiente de Suiza, elaboró una normativa para la homologación de los kits de barreras dinámicas para la protección contra desprendimientos rocosos la Guideline for the approval of rock protection kits. Este documento normativo establece de forma rigurosa la metodología para ensayar los sistemas, con el objeto de garantizar su perfecto funcionamiento. Esta normativa ha sido muy bien acogida por países donde los problemas de desprendimientos tienen un peso muy importante, es de uso obligatorio en Suiza, en algunas regiones de los Estados Unidos, en Australia y Japón entre otros países, y muy recomendada en Andorra para la protección de viviendas y carreteras con elevada intensidad de tráfico.

El requisito más importante exigido por esta Normativa es el ensayo a caída libre vertical a escala natural como paso previo a la certificación y comercialización. Este punto es básico para garantizar la energía de diseño, así como elongación máxima, necesario para poder aplicar estos sistemas como sistema para la protección contra caída de rocas con el concepto de “zona de sombra”.

Así mismo desde hace varios años, la Organización Europea de Normalización con sede en Bruselas (EOTA), ha elaborado una normativa, la Guideline for european technical approval of falling rock protection kits, para estandarizar esta actividad en Europa, dicha normativa (ETAG-27) fue publicada el 1 de febrero de 2008. La aplicación de esta Norma ha permitido por lo general incrementar las exigencias de seguridad de los países de la Unión Europea en lo que se refiere a la protección contra caída de rocas.

Caída de rocas

(Gaziev, Erast G., 1977). El fenómeno del desprendimiento de rocas sobre obras de ingeniería, a pesar de ser un problema tan antiguo como las mismas obras, aún no se encuentra totalmente solucionado, debido entre otros factores, a la variedad de situaciones que se pueden presentar, requiriendo cada una de ellas un tratamiento y solución específicos.

En el momento en el que se plantea el análisis de estabilidad de taludes rocosos, surge la duda si es correcto utilizar las leyes clásicas de mecánica

de la deformación y de la falla de los medios continuos, aplicando la ley de Coulomb para describir la resistencia al esfuerzo cortante. Son herramientas y principios necesarios para el estudio de los suelos, sin embargo, son inaplicables a los macizos rocosos debido a la discrepancia de volumen de partículas consideradas.

En inicios se pensaba erróneamente que la mecánica de rocas no existía como ciencia independiente, y que sólo era una rama de la mecánica de suelos o de la geología ingenieril.

(Jiménez Salas J.A., Justo Alpañes J.L., 1975). Los suelos, aunque microscópicamente pueden tratarse como sólidos, tienen propiedades muy peculiares, pues en realidad son conjuntos de partículas. Por el contrario, las rocas son aglomerados de cristales estrechamente unidos que a la escala que le interesa al ingeniero, tienen un comportamiento que se aparta del que se puede esperar de un sólido. Esto se debe a que la masa rocosa está surcada en general de varias familias de litoclasas, que no son más que superficies de debilidad que la dividen en bloques. Cada bloque está compuesto por una roca matriz, que puede ser mucho más resistente e indeformable que la masa rocosa.

Fragmentación natural

(Valerio Chimal L., 2012). Todo macizo rocoso natural se encuentra dividido en bloques irregulares, resultantes de litoclasas originadas por esfuerzos tectónicos o por planos de estratificación. El comportamiento de un macizo puede estar influido de manera importante por la orientación de los planos de fisura; estos, en ocasiones tienen direcciones preferentes o pueden presentarse completamente al azar. El fisuramiento es una de las características de la fragmentación natural que deberá conocerse en detalle para estimar el tamaño de los bloques y prever el funcionamiento del macizo en cualquier obra de ingeniería.

Deformabilidad

La deformabilidad, al igual que la resistencia a cortante de un macizo rocoso, son las propiedades mecánicas que dependen de la resistencia, compresibilidad y grado de fragmentación del material pétreo que constituye los bloques del macizo.

Pruebas de laboratorio. Investigaciones realizadas prueban que los materiales policristálicos pasan a través de diferentes etapas durante su deformación, las cuales determinan su comportamiento bajo la acción de la carga. La primera de ellas se refiere al paso del material a través de su primer límite de estructura compacta a estructura microdestruida y de esta a la ruptura.

Los principales problemas de trabajo bajo la carga estática y dinámica de los materiales policristálicos, como son los materiales rocosos y el concreto, generalmente están unidos con el proceso de su destrucción microscópica.

Permeabilidad

La permeabilidad de un macizo rocoso es función de la fragmentación, abertura de las fisuras, presión de agua y del estado de esfuerzos en la roca. La mayoría de las rocas naturales contienen agua y, si existe un gradiente hidráulico, el agua está en movimiento a través de las fallas, grietas y poros de la roca. Con la profundidad aumenta la presión, la cual en ocasiones determina definitivamente el comportamiento del macizo rocoso.

Las presiones hidráulicas son de una magnitud comparable con los esfuerzos de gravedad y generan fuerzas importantes sobre las superficies de las discontinuidades dentro de la masa rocosa. Adicionalmente, estas fuerzas hidráulicas producen reducciones en los esfuerzos efectivos, los cuales disminuyen la resistencia al cortante al reducirse la fricción en la discontinuidad.

Estas fuerzas hidráulicas fluctúan de acuerdo a los cambios climáticos y generan procesos de carga y descarga de los esfuerzos internos del macizo, produciendo mecanismos de deterioro de irreversible.

Se supone que el flujo del agua por las fisuras de la roca obedece a la ley de Darcy, donde la velocidad del flujo es proporcional al gradiente hidráulico. Para determinar qué tipo de estabilización es la más conveniente y da mejores resultados se debe hacer un análisis el componente que se comporte mejor en el suelo y sea económico. Se mencionan las siguientes estabilizaciones:

(Londe P., Sabarly F., 1966). Estudios realizados en Francia mostraron que la permeabilidad de un material rocoso depende del estado de esfuerzos al cual está sometido.

Precipitaciones Pluviales

Es cualquier tipo de forma en que el agua cae desde las nubes a la tierra. Existe una lista hecha por meteorólogos de diez tipos de precipitación pero sólo se distinguen normalmente tres: lluvia, granizo y nieve.

Estabilidad de taludes y mecanismo de rotura

(Hoek, Evert, Practical Rock Engineering, 2006, pp. 143-144). En cualquier terreno que no sea horizontal, por las leyes de la estática, existe una serie de fuerzas que tiende a nivelarlo. Los desprendimientos generalmente son iniciados por algún acontecimiento climático o biológico que causa alteración en las fuerzas actuantes sobre una roca. Estos acontecimientos pueden incluir aumentos de presión de poro debido a la infiltración de precipitación, erosión de material circundante durante fuertes lluvias, los procesos de deshielo en climas fríos, la degradación química o el desgaste de la roca, crecimiento de raíz o apalancamiento por raíces que se mueven a causa de vientos. En el entorno activo de una construcción, el potencial para la iniciación mecánica de un desprendimiento probablemente será de uno o dos órdenes de magnitud mayor que los acontecimientos de iniciación climáticos y biológicos descritos anteriormente.

Mecanismos de rotura

El mecanismo de rotura es la descripción del proceso físico que se produce en el macizo rocoso con el aumento de la carga o con la disminución de la resistencia y cuando el movimiento empieza y se propaga a lo largo de todo él.

Medidas para reducir caídas de rocas.

Estabilización de taludes

La estabilización de un macizo rocoso tiene por objeto reducir la posibilidad del movimiento de los bloques o masa de roca. Así mismo se disminuyen los procesos de deterioro por erosión y se evita el afloramiento y la rotura progresiva subsiguiente del macizo rocoso. Dicha estabilización puede lograrse mediante refuerzo del macizo utilizando elementos estructurales, conformación de la superficie del talud o construyendo obras de drenaje y/o subdrenaje. Debido a la complejidad del comportamiento de los macizos rocosos es difícil evaluar cuantitativamente la efectividad de los métodos de estabilización.

- Voladura de contorno
- Limpieza y saneo
- Colocación de elementos de drenaje
- Modificación de la pendiente del talud
- Métodos de revestimiento de la superficie
- Mallas y redes metálicas
- Gaviones de recubrimiento
- Concreto lanzado
- Anclajes
- Estructuras de contención y sostenimiento

Protección Contra Desprendimientos De Rocas

Existen taludes muy altos y escarpados, que son prácticamente acantilados o cañones; es aquí donde resulta imposible estabilizar, empleando alguno de los métodos vistos anteriormente. Entonces no queda opción más que permitir que ocurran los desprendimientos, por supuesto, buscando las soluciones posibles para su contención y/o aminoramiento, pues los fragmentos que caen pueden llegar a alcanzar altas velocidades y energía cinética, lo cual hace el fenómeno sumamente peligroso y complejo de afrontar.

Un punto importante de estas estructuras es su capacidad de absorción de energía, por lo que la selección y el diseño de un sistema apropiado de control de caídos requieren un estudio minucioso del fenómeno. Los factores más importantes a tener en cuenta en el diseño de las estructuras de retención son:

- Trayectoria de los bloques de roca
- Velocidad
- Energía de impacto
- Volumen total de acumulación
- Bermas
- Cunetas
- Meros
- Pantallas o barreras
- Túneles falsos o galerías

Compresión simple: Este ensayo permite determinar en el laboratorio la resistencia uniaxial no confinada de la roca, o resistencia a la compresión

simple, σ_c . Es un ensayo para la clasificación de la roca por su resistencia. La relación entre los esfuerzos aplicados en el ensayo es:

$$\sigma_1 \neq 0; \sigma_2 = \sigma_3 = 0 \quad \text{Ec. 01}$$

En este ensayo se deben cumplir las siguientes condiciones:

- Razón Largo/Ancho de la probeta debe ser 2.5 a 3.0:1
- Extremos deben ser paralelos y pulidos, sin grietas.
- Ancho de muestra debe ser >10 veces el tamaño medio del grano.

Carga puntual: El ensayo de carga puntual se utiliza para determinar la resistencia a la compresión simple de fragmentos irregulares de roca, testigos cilíndricos de sondajes o bloques, a partir del índice de resistencia a la carga puntual (I_s), de tal forma que el stress aplicado se convierte a valores aproximados de UCS, según el diámetro de la muestra. El procedimiento consiste en romper una muestra entre dos puntas cónicas metálicas accionadas por una prensa.

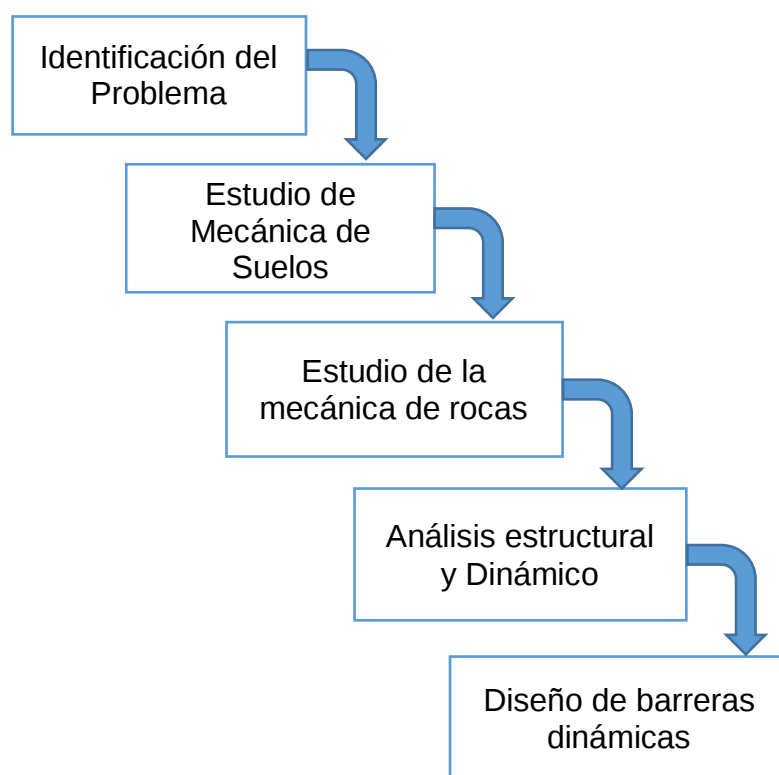
CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 Método de estudio del caso

Las barreras dinámicas se clasifican según su comportamiento como: barreras dinámicas de deformación plástica y barreras dinámicas de deformación elástica. Para ejecutar el presente trabajo de investigación solo estudiaremos exclusivamente las barreras dinámicas de deformación elástica ya que presentan elementos deformables temporalmente, la absorción de energía cinética está en función de la resistencia de los materiales por las que está compuesta el sistema. Mientras que las barreras dinámicas de deformación plástica, pueden absorber cantidades considerables de energía cinética tras deformarse.

La metodología que se va empleó en la investigación es la siguiente:



Análisis de Precipitación Pluvial

Los autores consideran a las precipitaciones pluviales como un agente importante para el desprendimiento de rocas, por esta razón a continuación se hace un análisis de las mismas a través de datos obtenidos del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI, que en su Informe Técnico N° 047-20187SENAMHI-DMA-SPC denominado Escenario Probabilístico de lluvias para el verano 2019 presentó la siguiente Información.

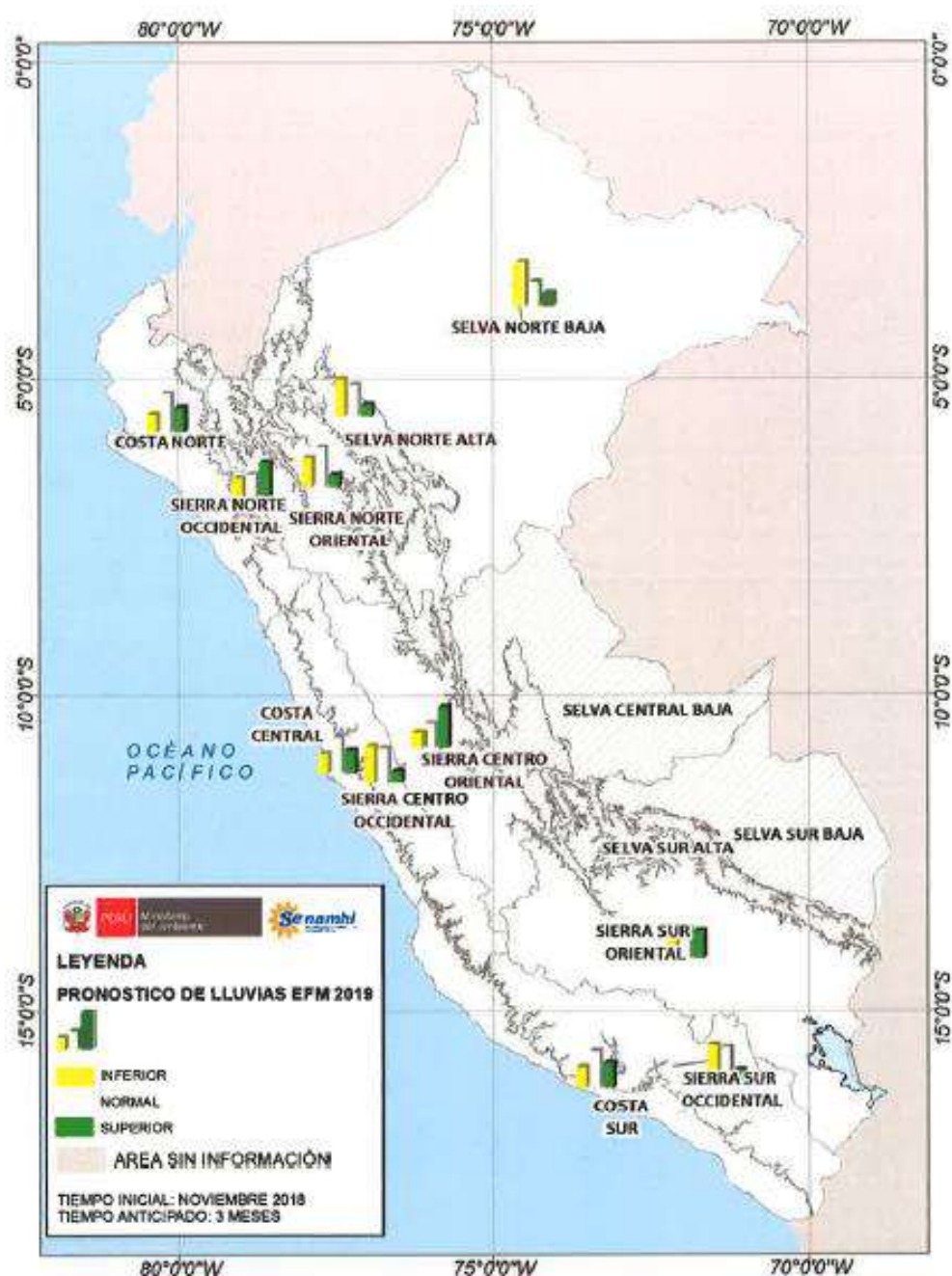


Figura 16. Pronóstico probabilístico a nivel nacional. Fuente: SENAMHI

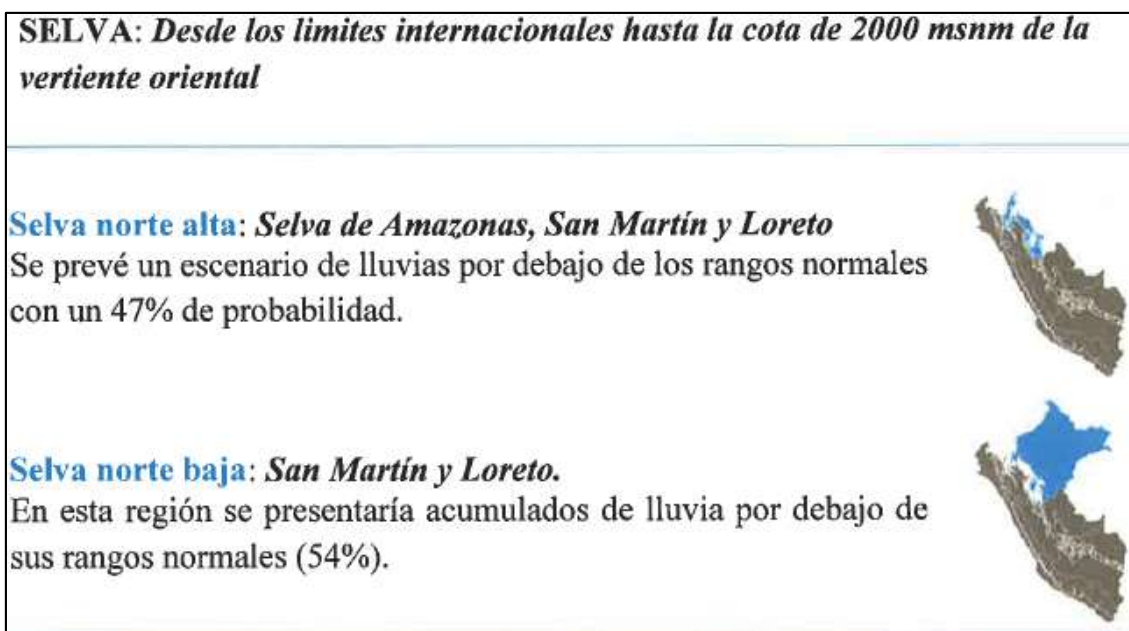


Figura 17. Pronóstico probabilístico de lluvia en el 2019 Fuente: SENAMHI

Tabla 01. Valores de probabilidad por regiones según categoría (Inferior, Normal y Superior).

REGIÓN	Nro. De estaciones	PROBABILIDADES			ESCENARIO PROBABLE
		Inferior (%)	Normal (%)	Superior (%)	
COSTA NORTE	31	22	48	30	NORMAL
COSTA CENTRO	11	25	45	30	NORMAL
COSTA SUR	11	25	45	30	NORMAL
SIERRA NORTE OCCIDENTAL	23	25	30	45	SUPERIOR
SIERRA CENTRO OCCIDENTAL	49	45	42	13	INFERIOR
SIERRA SUR OCCIDENTAL	49	45	41	14	INFERIOR
SIERRA NORTE ORIENTAL	19	36	49	15	NORMAL
SIERRA CENTRO ORIENTAL	15	20	30	50	SUPERIOR
SIERRA SUR ORIENTAL	38	30	36	34	NORMAL
SELVA NORTE ALTA	9	47	39	15	INFERIOR
SELVA NORTE BAJA	19	54	30	16	INFERIOR
SELVA CENTRAL	-	-	-	-	SIN INFORMACIÓN
SELVA SUR	-	-	-	-	SIN INFORMACIÓN

Fuente: SENAMHI

La zona en estudio se ubica en la Vía Departamental SM 106 Tramo Shapaja – Chazuta Km 18+700.00 – Km 18+820.00. Para hacer un análisis del comportamiento de las precipitaciones pluviales a lo largo del tiempo se han tomado los datos de Precipitaciones máximas mensuales de la Estación Juan Guerra. Esto debido a que en la zona no existe una estación de recolección de datos pluviométricos y los autores han decidido tomar de esta estación por ser la más cercana al lugar de investigación. Se muestran los datos ocurridos durante el Periodo de agosto del 2013 hasta mayo del 2019. Tal como se muestra en la Tabla 02.

Tabla 02. Precipitación máxima mensual

PRECIPITACION MAXIMA MENSUAL EN mm													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
2013	26.30	19.80	28.50	31.70	17.90	22.20	29.60	42.60	19.80	9.80	38.60	15.60	42.60
2014	23.80	35.80	15.80	46.80	18.80	10.80	55.80	54.40	42.60	27.80	18.80	26.50	55.80
2015	22.80	27.80	12.80	34.00	14.60	22.90	16.60	13.50	21.10	54.90	30.90	24.90	54.90
2016	7.60	24.40	47.40	14.40	29.10	12.30	11.70	26.40	38.70	66.00	9.00	26.70	66.00
2017	32.90	13.60	19.60	21.10	15.30	9.80	17.80	24.80	26.20	7.80	56.90	66.30	66.30
2018	46.30	64.80	28.80	83.40	21.70	23.50	14.20	34.70	30.60	29.70	21.90	30.50	83.40
2019	27.40	57.70	37.20	28.50	27.90								57.70

Fuente: SENAMHI

Con los datos mostrados en la tabla anterior se puede ver que las precipitaciones en la zona en estudio son muy elevadas y que éstas se producen entre los meses de octubre a Marzo.

Es importante resaltar entonces que las precipitaciones pluviales son un factor importante para el desprendimiento de rocas y deslizamiento de taludes, facilitando la saturación del suelo y de las rocas en formación existentes en los taludes del tramo en estudio.

Para el desarrollo de la investigación se desarrollaron los siguientes ensayos:

1) COMPRESIÓN SIMPLE

El ensayo de compresión simple se realiza con el fin de determinar la resistencia o esfuerzo último de un suelo cohesivo a la compresión no confinada, mediante la aplicación de una carga axial con control de deformación y utilizando una muestra de suelo inalterada tallada en forma de cilindro, generalmente con una relación alto/diámetro igual a 2. Esta prueba tiene la ventaja de ser de fácil realización y de exigir equipo relativamente sencillo, en comparación con las pruebas triaxiales, si se desea ir

al fondo de los mecanismos de falla que tienen lugar; por el contrario, los resultados de la prueba son de fácil aplicación a los trabajos de rutina, por lo menos en apariencia.

También se determinara la resistencia por medio de carga triaxial con control de deformación.

MUESTREO

Obtener por medio de una prueba de compresión simple, la resistencia del material en estado natural extraído del terreno, la muestra inalterada, es de un tamaño de aproximadamente 20 x 20.

OBJETIVOS

- Determinar la resistencia a la compresión simple.
- Definir adecuadamente el parámetro de resistencia “c”.
- Interpretar debidamente el tipo de falla que sufrió el material conforme a sus características.
- Reconocer y utilizar correctamente los materiales y el equipo necesario para realizar el ensayo de compresión no confinada, aprendiendo las características de cada uno, y los cuidados que se deben tomar para realizar la experiencia.
- Obtener datos a partir de los ensayos y anotarlos en un registro ordenado de acuerdo a un método establecido.
- Comprender con exactitud la metodología y procedimientos usados en el ensayo, incluido el tiempo e intervalos con los que será ensayada la muestra.
- Construir el gráfico esfuerzo-deformación a partir de los datos obtenidos de la experiencia y de las fórmulas teóricas necesarias.

EQUIPO

- Prensa con buena aproximación o una prensa triaxial.
- Calibrador con vernier.
- Balanza con aproximación a 0.1 gr.

- Cronómetro.
- Molde cilíndrico.
- Pisón.
- Muestra de suelo

PROCEDIMIENTO

Muestra Inalterada

1. Si se trata de muestra inalterada, se labran los cilindros; también se pueden remoldear tratando de reproducir el peso volumétrico que se requiera, buscando que el diámetro de estos, sea de 3.3 cm y la altura sea de 2 a 2.5 veces el diámetro.
2. La muestra es medida y pesada y se anota en el registro correspondiente.
3. Si las muestras son labradas se medirán los diámetros: superior (Ds), central (Dc) e inferior (Di).
4. De los diámetros anteriores se saca el promedio, el cual es multiplicado por 2.5, esto para obtener la altura que tendrá el espécimen.
5. Se corta el espécimen a la altura media calculada, después de haberlo cortado, se toma la altura real del espécimen y es la que se anota como altura media (Hm).
6. Se coloca la muestra en la prensa, se le coloca la placa de aplicación de carga.
7. Se procede a aplicar la carga a la muestra, tomando lecturas de carga y deformación correspondiente a cada 15 segundos, hasta que el espécimen falle, esto es, que se registren 2 cargas iguales o que de una carga menor que la inmediata anterior.
8. Se realizan los cálculos del registro y se obtiene el valor de la Cohesión del suelo con la siguiente fórmula:

$$\text{Cohesión } (c) = \frac{q}{2}$$

$$q = \text{Esfuerzo máximo (kg/cm}^2\text{)}$$

Procedimiento de prueba con aplicación directa de la carga. (Esfuerzo controlado)

1. Montar muestra en la base con base y cabezal ya instalado bien centrado bajo el marco de carga. Se verifica que el peso de marco de carga este completamente balanceado por el contrapeso y se coloca una pesa en la ménsula. se coloca el extensómetro o un micrómetro en el soporte pegado al marco de carga ajustado en cero.
2. Al mismo tiempo que aplicamos la primera carga, activamos el cronómetro y antes de incrementar de nuevo la carga se registra la lectura del micrómetro 5 segundos antes de aplicar el siguiente incremento.
3. Mientras más se acerque la muestra a la falla, debemos observarla para detectar los posibles planos de falla, grietas y otros puntos de interés.
4. Si la muestra falla bruscamente registrase el tiempo transcurrido tras la aplicación del último incremento de carga; después quítense las pesas de la ménsula. Si no hay falla brusca, la prueba se dará por terminada al sufrir la muestra una deformación unitaria del orden de 20%.
5. Córtese la muestra del aparato y hágase un esquema de su falla y agrietamientos a una escala correcta.
6. Córtese una laja delgada, de unos 3 mm de espesor, paralela al plano de falla, para determinación del contenido de agua. El resto de la muestra se pondrá a secar para el mismo fin.
7. Calculase las deformaciones correspondientes a los diferentes esfuerzos, según los datos observados, calculado con áreas corregidas y dibújese un diagrama esfuerzo-deformación.

El comportamiento mecánico de las rocas está definido por su resistencia y su deformabilidad. La resistencia es el esfuerzo que soporta una roca para determinadas deformaciones. Cuando la resistencia se mide en probetas de roca sin confinar se denomina resistencia a compresión simple, y su valor se emplea para la clasificación geotécnica de las rocas, en la tabla 3 se incluyen los valores típicos de este parámetro para diferentes tipos de roca. Se obtiene mediante el ensayo de resistencia uniaxial o de compresión simple.

La resistencia es función de las fuerzas cohesivas y friccionales del material (además de otros valores extrínsecos al material rocoso). La cohesión, c , es la fuerza de unión entre las partículas minerales que forman la roca. El ángulo de fricción interna, ϕ , es

el ángulo de rozamiento entre dos planos de la misma roca, para la mayoría de las rocas éste ángulo varía entre 25° y 45°.

La resistencia de la roca no es un valor único, ya que además de los valores c y ϕ , depende de otras condiciones, como la magnitud de los esfuerzos confinantes, la presencia de agua en los poros o la velocidad de aplicación de la carga de rotura. También, incluso en rocas aparentemente isotrópicas y homogéneas, los valores de c y ϕ pueden variar según el grado de cementación o variaciones en la composición mineralógica.

En la tabla 04 se incluyen valores característicos de la cohesión y ángulo de fricción de la matriz rocosa. Ambos parámetros se determinan a partir del ensayo de compresión triaxial de laboratorio.

Tabla 03. Valores de resistencia de la matriz rocosa sana

Roca intacta	Resistencia a compresión simple (Mpa)	
	valores medios	rango de valores
Andesita	210-320	100-500
Anfibolita	280.00	210-530
Anhidrita	90.00	80-130
Arenisca	55-140	30-235
Basalto	150-215	80-350
Caliza	80-140	60-200
Cuarcita	200-320	100-500
Diabasa	240-350	130-365
Diorita	180-245	120-335
Dolerita	200-300	100-350
Dolomia	90-250	65-350
Esquisto	50-60	20-160
Gabro	210-280	180-300
Gneiss	160-200	85-250
Granito	170-230	100-300
Grauvaca	180.00	80-220
Limolita		35-250
Lutita	30-70	10-100
Marga	70-140	70-190
Mármol	120-200	60-250
Pizarra	100-180	90-250
Sal	12.00	11079.00
Toba		17076.00
Yeso	25.00	14885.00

Tabla 04. Valores típicos de c y ϕ para roca intacta

Roca	Cohesión (Mpa)	Angulo de fricción (°)
------	----------------	------------------------

Andesita	28	45
Arenisca	12997	30-50
Basalto	20-60	48-55
Caliza	05-40	35-50
Caliza margosa	1-6	30
Cuarsita	25-70	40-55
Diabasa	90-120	40-50
Diorita	15	50-55
Dolomía	22-60	25-35
Esquisto	25	25-30*
	25-15*	20-30*
Gabro	30	35
Gneiss	15-40	30-40
Granito	15-50	45-58
Grauvaca	6-10	45-50
Mármol	15-35	35-45
Lutita	3-35	40-60
		12-25*
Pizarra	10-50	40-55
	<10*	15-30*
Toba	0,7	
Yeso		30

2) ENSAYO DE CARGA PUNTUAL

Generalidades

El ensayo de carga puntual se utiliza para determinar la resistencia a la compresión simple de fragmentos irregulares de roca, testigos cilíndricos de sondajes o bloques, a partir del índice de resistencia a la carga puntual (Is), de tal forma que el stress aplicado se convierte a valores aproximados de UCS, según el diámetro de la muestra. El procedimiento consiste en romper una muestra entre dos puntas cónicas metálicas accionadas por una prensa.

Las ventajas de este ensayo son que se pueden usar muestras de roca irregulares sin preparación previa alguna y que la máquina es portátil.

Procedimiento

1. Concebir una idea general de la roca en cuanto a su litología y estructuras.
2. Identificar las muestras.
3. Medir las dimensiones de la muestra.

4. Dependiendo del tipo de muestra (ver figura 1), se sitúa el testigo entre las puntas cónicas de la máquina, resguardando que se cumplan las configuraciones de carga y requerimientos de forma del testigo.
5. Se recubre la máquina con una bolsa resistente cuyo fin será el de evitar que al momento de fallar la roca no salten fragmentos y dañen a personas u objetos de alrededor.
6. Una persona se encarga de medir la presión a la cual está siendo sometida la muestra mediante un manómetro conectado directamente a la prensa hidráulica.
7. Una segunda persona será la encargada de ir aumentando paulatinamente la presión en la prensa hidráulica.
8. Una vez falle el testigo se retira y se analizan las condiciones y modo de ruptura (figura 2).

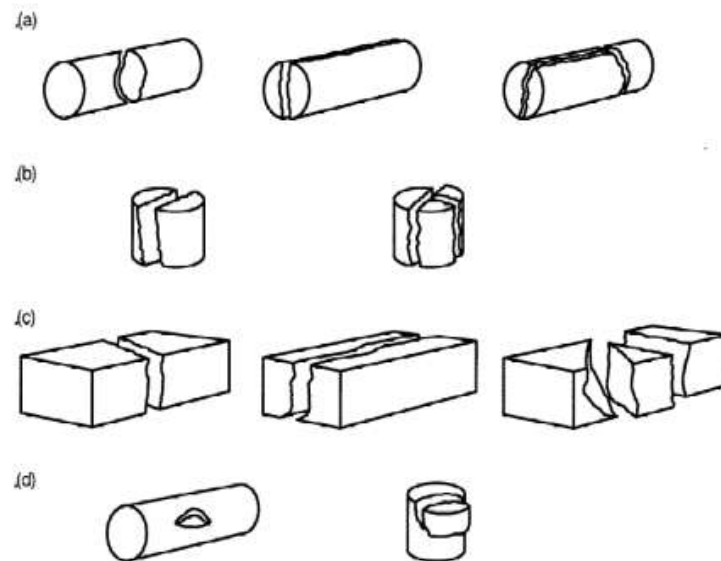


Figura 18. Modos típicos de falla para muestras válidas e inválidas (a) muestras diametrales válidas; (b) muestras axiales válidas; (c) bloques válidos; (d) muestras inválidas.

Cálculo

El índice de carga puntual sin corrección se calcula de la siguiente manera:

$$I_s = \frac{P}{De^2} \text{ MPa}$$

Donde:

P = Carga de falla, N, (Debido a que la presión se realiza a través de puntas cónicas, es necesario realizar una corrección, la cual es: $P = \text{valor medido en la máquina} * 14.426 \text{ cm}^2$)

De = diámetro del núcleo equivalente = D para muestras diametrales (ver figura 1),
m, y es dada por: $De^2 = D^2$ para muestra diametrales, mm^2 , ó

$De^2 = 4A/\pi$ para muestras irregulares, axiales o bloques, mm^2

Donde:

$A = WD$ = área de la sección transversal mínima (ver figura 1)

Corrección

I_s varía en función de D en muestras diametrales, y en función de De en muestras axiales, irregulares y bloques.

El índice de resistencia a la carga puntual corregido [I_{s50}] es definido como el valor de I_s medido en muestras diametrales con $D = 50\text{mm}$.

Cuando se tienen muestras de variados diámetros distintos a 50mm, se debe plotear P vs De^2 en un gráfico log-log, y con una regresión lineal se puede determinar el valor de I_{s50} .

El valor promedio de I_{s50} se calcula eliminando los 2 valores más altos y los 2 valores más bajos de 10 o más ensayos válidos. Si pocos especímenes son testeados, solamente el valor más alto y más bajo se descarta y se promedian el resto.

El valor de la resistencia a la compresión uniaxial a partir del I_{s50} es el siguiente:

$$UCS = 23 * I_{s50}$$

Cuando se tiene un I_s corregido a un diámetro distinto de 50 mm, la relación entre UCS e I_s es distinta (figura 3).

Tabla 05. Valor generalizado de C. $UCS=C*Is$

core, size, mm	Value of "C" (Generalized)
20	17.5
30	19
40	21
50	23
54	24
60	24.5

3) GLANULOMETRÍA

En el presente informe se presentara el procedimiento y cálculos para análisis granulométrico que se le llevo a cabo a una muestra de suelo en el laboratorio.

Objetivo

Conocer y adquirir conocimientos del método de análisis granulométrico mecánico para poder determinar de manera adecuada la distribución de las partículas de un suelo.

Equipo utilizado

- Juego de tamices ASTM
- Balanza
- Cepillo
- Horno
- Agitador mecánico.
- Taras
- Cuarteador

Marco teórico

El suelo está constituido por infinidad de partículas y la variedad en el tamaño de estas es ilimitada. Cuando se comenzaron las investigaciones sobre las propiedades de los suelos se creyó que sus propiedades mecánicas dependían directamente de esta distribución en tamaños. Sin embargo, hoy sabemos que es muy difícil deducir con certeza las propiedades mecánicas de los suelos a partir de su distribución granulométrica.

El análisis Granulométrico Es la determinación de los tamaños de las partículas de una cantidad de muestra de suelo, y aunque no es de utilidad por sí solo, se emplea junto con otras propiedades del suelo para clasificarlo, a la vez que nos auxilia para la realización de otros ensayos. En los suelos granulares nos da una idea de su permeabilidad y en general de su comportamiento ingenieril, no así en suelos cohesivos donde este comportamiento depende más de la historia geológica del suelo.

Procedimiento

A partir del material traído del campo se obtiene una muestra representativa de la masa del suelo y se seca en el horno. Se reducen los terrones de la muestra a tamaños de partículas elementales.

El material así reducido se emplea para realizar la granulometría gruesa vertiendo el suelo a través de los tamices: 3", 2½", 2", 1½", 1", ¾", 3/8", No. 4 dispuestos sucesivamente de mayor a menor, colocando al final receptáculo denominado fondo. Luego se pasa a tamizar el material colocándolo en los agitadores mecánicos, cinco minutos en el de movimiento vertical y cinco minutos en el de movimiento horizontal.

Si no se cuenta con agitadores mecánicos se tamiza manualmente durante diez minutos. Se recupera el material retenido en cada tamiz asegurándonos manualmente de que las partículas hayan sido retenidas en el tamiz correspondiente. Se procede a pesar el material retenido en cada tamiz, pudiendo hacerse en forma individual o en forma acumulada.

El suelo que se encuentra en el fondo se pesa siempre individualmente. Una vez pesado, el material que se encuentra en el fondo se cuartea para obtener una muestra que pese entre 150 y 300 gramos con la cual se hace la granulometría fina. La muestra obtenida del cuarteo se pesa y se lava sobre el tamiz No. 200 para eliminar el material menor que ese tamaño.

Se coloca la muestra en el horno y se seca durante 24 horas a 110 oC, después de lo cual se vierte sobre los tamices: No. 10, No. 30, No. 40, No. 100, No. 200 y fondo dispuestos sucesivamente de mayor a menor abertura y se procede igual que para la granulometría gruesa.

4) DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD

Este ensayo tiene por finalidad, determinar el contenido de humedad de una muestra de suelo. El contenido de humedad de una masa de suelo, está formado por la suma de sus aguas libre, capilar e higroscópica.

La importancia del contenido de agua que presenta un suelo representa junto con la cantidad de aire, una de las características más importantes para explicar el comportamiento de este (especialmente en aquellos de textura más fina), como por ejemplo cambios de volumen, cohesión, estabilidad mecánica.

El método tradicional de determinación de la humedad del suelo en laboratorio, es por medio del secado a horno, donde la humedad de un suelo es la relación expresada en porcentaje entre el peso del agua existente en una determinada masa de suelo y el peso de las partículas sólidas, o sea:

$$w = (W_w / W_s) * 100 (\%)$$

Donde:

w = Contenido de humedad expresado en %.

W_w = peso del agua existente en la masa de suelo

W_s = peso de las partículas sólidas.

Método según NCh 1515 Of. 79.

Equipo necesario.

- Horno de secado (figura 1.1.) con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{ C}$.
- Balanza (figura 1.2.). Su precisión variará de acuerdo a la cantidad de muestra a pesar, según lo indicado en la tabla 1.3
- Herramientas y accesorios. Recipientes de porcelana, guantes, espátula y brocha.

Procedimiento. Se toma una muestra representativa de suelo, de acuerdo al tamaño máximo de las partículas, según figura 1.4

A continuación, se coloca la muestra húmeda en un recipiente previamente tarado (M_r), para proceder a pesar la muestra húmeda más el recipiente, obteniendo M_h .

Luego se coloca el conjunto dentro del horno durante 24 horas, a una temperatura de $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{ C}$. Transcurrido dicho tiempo, se determina el peso del recipiente con la muestra seca (M_s).



Figura 19. Horno de secado de temperatura regulable. Fuente: ELE Internacional Ltda., 1993.



Figura 20. Balanza electrónica de precisión 0.01 gr.
Fuente: ELE Internacional Ltda., 1993

5) LIMITES DE ATTERBERG

Generalidades Los límites de Atterberg son ensayos de laboratorio normalizados que permiten obtener los límites del rango de humedad dentro del cual el suelo se mantiene en estado plástico. Con ellos, es posible clasificar el suelo en la Clasificación Unificada de Suelos (Unified Soil Classification System, USCS).

Fueron originalmente ideados por un sueco de nombre Atterberg especialista en agronomía y posteriormente redefinidos por Casagrande para fines de mecánica de suelos de la manera que hoy se conocen. Para obtener estos límites se requiere remoldear (manipular) la muestra de suelo destruyendo su estructura original y por ello es que una descripción del suelo en sus condiciones naturales es absolutamente necesaria y complementaria. Para realizar los límites de Atterberg se trabaja con todo el material menor que la malla #40 (0.42 mm). Esto quiere decir que no solo se trabaja con la parte fina del suelo (< malla #200), sino que se incluye igualmente la fracción de arena fina.

Equipo

1. Máquina de Casagrande (referencia: norma ASTM N° D 4318-95a)
2. Acanalador (misma referencia)
3. Balanza de sensibilidad 0.1g
4. Varios: espátula de acero flexible, cápsulas de porcelana, placa de vidrio, horno regulable a 110°, agua destilada.

Procedimiento

- a) Preparación del material.

Se utiliza únicamente la parte del suelo que pasa por la malla # 40 (0.42 mm). Se procede a agregar o retirar agua según sea necesario y revolver la muestra hasta obtener una pasta semi-líquida homogénea en términos de humedad.

Para los limos y suelos arenosos con poco contenido de arcilla el ensayo se podrá realizar inmediatamente después de agregar agua.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

Las obras de protección de éste tipo, se diseñan para soportar impactos de rocas con diferentes pesos, volúmenes, formas, y velocidades, interceptándolas antes de que alcancen la infraestructura por proteger. Por tanto, estas estructuras han de ser diseñadas para soportar fuertes choques, que podrán ser absorbidos de diferente forma por la estructura de contención, dependiendo fundamentalmente de su rigidez.

Rocas pequeñas a elevadas velocidades, pueden causar efectos de similar magnitud e incluso superiores, a los causados por el impacto de grandes bloques a bajas velocidades. Por esta causa, el efecto que se producen sobre estas estructuras de contención, puede ser expresado en términos de la energía del impacto producido.

En el presente capítulo, lo que se buscará es, mediante el respectivo análisis estructural, determinar las dimensiones y materiales necesarios para conformar la malla dinámica. Así mismo se plantean dos técnicas de frenado; a base de anillos y mediante grapas. Comparando los pros y contras de ambos sistemas se determinará el óptimo como recomendación de uso.

Análisis estructural

Con independencia de la rigidez de la pantalla, la detención de las rocas se produce cuando se alcanza la condición de igualdad entre la energía cinética que tiene la piedra en el momento del impacto y el trabajo de las fuerzas de reacción durante la deformación y desplazamiento de la estructura:

$$E_c = W_r \quad \text{Ec. 02}$$

El trabajo de las fuerzas de reacción que la pantalla opone al movimiento, puede calcularse por la siguiente expresión:

$$W_r = \int_0^{\Delta_{m\acute{a}x}} R_p d\Delta \quad \text{Ec. 03}$$

Donde:

R_p : Fuerza de reacción que opone la pantalla en la misma dirección y sentido contrario al movimiento de la roca.

Δ : Desplazamiento del punto de contacto de la roca hasta que la misma se detiene.

El análisis de esta expresión conduce a que para el caso de obras rígidas, debido al pequeño desplazamiento que ofrecen, las fuerzas de reacción son muy elevadas (figura 21). En cambio, en las pantallas de tipo flexible, a las que se ha denominado dinámicas, se logra neutralizar el efecto de la fuerza del impacto, debido al desplazamiento que posibilita la estructura, absorbiendo la misma energía con fuerzas de reacción de menor magnitud.

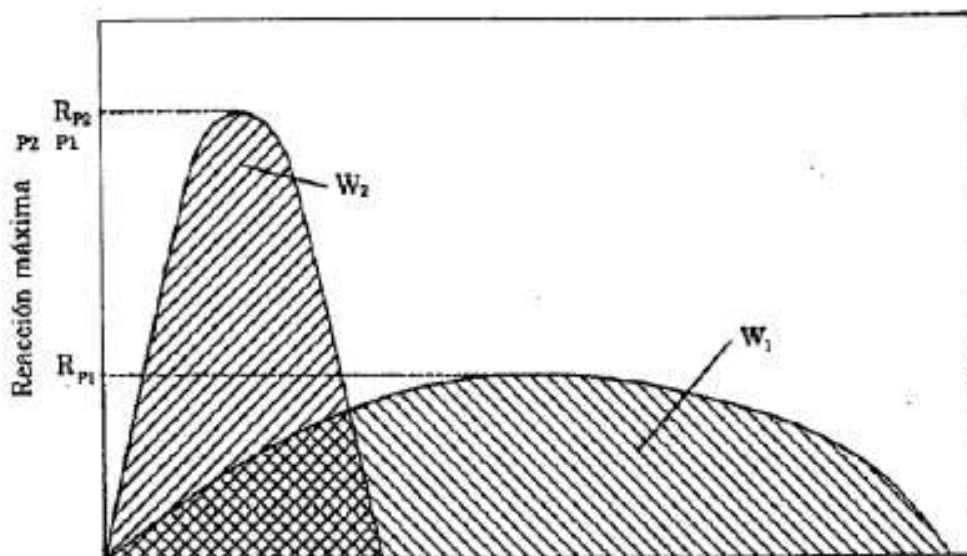


Figura 21. Diagrama fuerza de reacción-desplazamiento.

Para los efectos prácticos, se puede realizar la simplificación de considerar el área bajo la curva como la suma del área de dos triángulos, para obtener el trabajo total realizado, o sea la integral de la función. Por tanto la expresión para el cálculo de las fuerzas de reacción será:

$$W_r = \frac{1}{2} R_{p\text{máx}} \Delta_{\text{máx}} \quad \text{Ec. 04}$$

Una forma alternativa del análisis dinámico de la pantalla, es el planteamiento del equilibrio entre la cantidad de movimiento que tiene la roca en el momento del impacto, con respecto al impulso en sentido contrario al movimiento que es ejercido por las fuerzas de reacción y que provocan el frenado de la roca.

$$\text{Impulso} = \text{Cantidad de movimiento}$$

$$R_m * t = M * v \quad \text{Ec. 05}$$

Donde:

R_m : Fuerza de reacción media que actúa durante el tiempo t .

t : Tiempo transcurrido desde el contacto con la malla hasta que la roca se detiene.

M : Masa de la roca.

v : Velocidad traslacional en el momento del impacto

Análisis dinámico

Para llevar a cabo un estudio del comportamiento de los accesorios en la red dinámica, es necesario analizar las diferentes fuerzas actuantes en el proceso y en consecuencia la energía que desarrollan.

Teniendo la magnitud de la energía cinética final, se procede a determinar la resistencia de la red, esto con ayuda del predimensionamiento.

La carga efectiva de trabajo de un cable de acero 6X26 (AA), grado 176 ASTM de $\frac{3}{4}$ " de diámetro, es de 190 kN. Al aplicarse la fuerza de tensión en los cables de acero, estos tienden a deformarse. La elongación del cable de alma metálica, se determina a partir de la carga unitaria y el módulo de elasticidad aparente. Según manual del fabricante (Nueva Montana Quijano, S.A. de C.V., *Manual de Cables de Acero*), este tipo de cables se alarga entre 2.5 - 5% de la longitud del cable. La longitud total del cable, de anclaje a anclaje es de 10 m.

$$\Delta_{cable} = 0.0025 * 10 = 0.025m$$

Con lo cual el cable al centro de la red, obtiene un desplazamiento total hacia el valle de 1.15 m.

De datos de ensayos realizados en laboratorio, se conoce que para 1 m² de malla, el desplazamiento máximo por la carga de rotura es de 250 mm. Lo que arroja la siguiente deformación unitaria:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad \text{Ec. 06}$$

$$\varepsilon = \frac{0.56-0.50}{0.50} = 0.12$$

Usando dicha deformación unitaria en la red de 3 x 10m:

$$\Delta H = H * \varepsilon = 3 * 0.12 = 0.36$$

Por lo tanto

$$1.5 + \frac{0.36}{2} = 1.68m$$

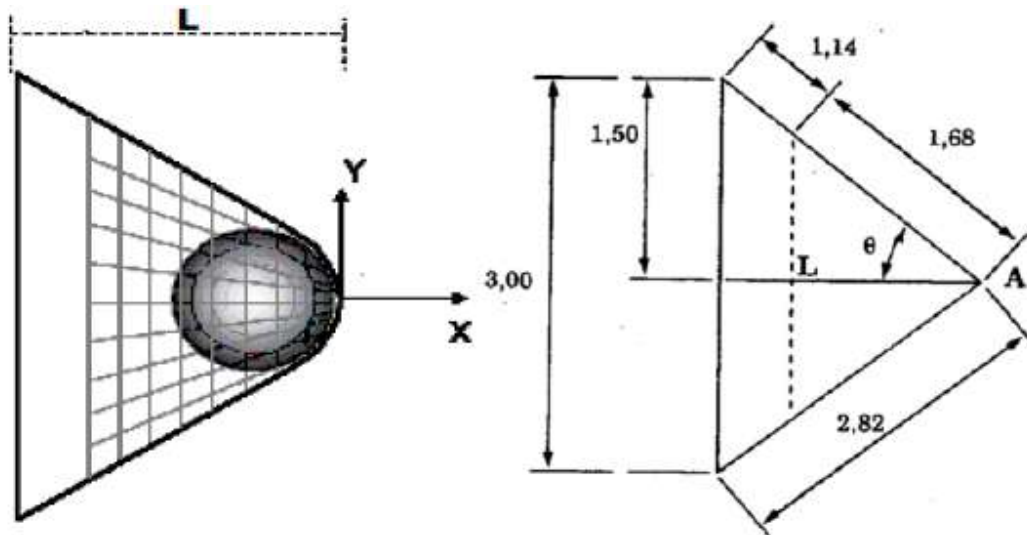


Figura 22. Esquema y diagrama de cuerpo libre de la deformación en la red metálica.

$$\text{Sen}\theta = \frac{1.5}{2.82} \quad \theta = 32.13^\circ \quad L = 2.82 \cos \theta = 2.39\text{m}$$

Hasta este momento los postes que soportan a la malla no presentan inclinación alguna, sino hasta después de la activación de los anillos de frenado.

Utilizando la ecuación 4 es posible determinar la energía que resiste la red.

$$E_{Red} = \frac{1}{2} F_{m\acute{a}x} * \Delta_{Total}$$

Se conoce el valor de $F_{m\acute{a}x}$ de los datos de bibliografía, el valor medio de la carga de rotura para la malla galvanizada de simple torsión 50/19, es de 80 kN, y al colocarse cuatro capas, será 320kN.

$$E_{Red} = \frac{1}{2} 320 * 2.39 = 382.40 \text{ kJ}$$

Determinación de la tensión de los principales nudos:

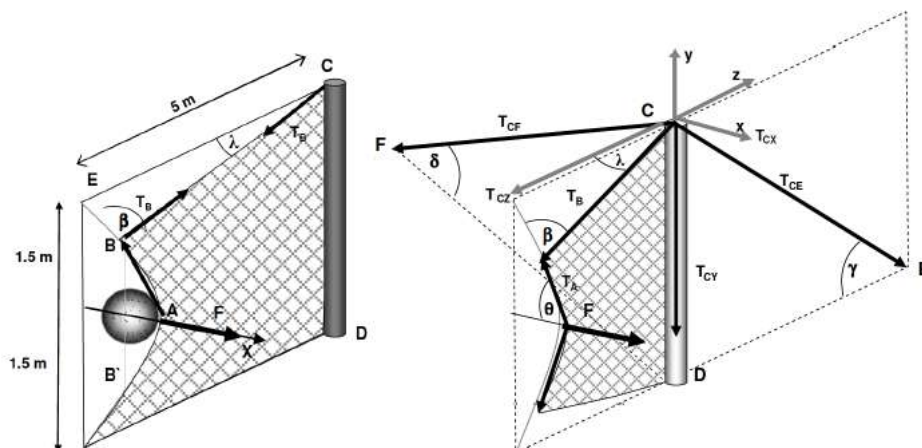


Figura 23. Diagramas de fuerzas actuantes en los principales nudos de la pantalla.

Nudo A $2T_A \cos \theta = F \quad T_A = \frac{409.32}{2 \cos 32.13} = 241.67 \text{ kN}$

Nudo B $2T_B \cos \beta = F \quad T_B = \frac{241.67}{2 \cos 77.05} = 549.25 \text{ kN}$

Nudo C $T_{CX} = T_B \cos 77.05^\circ * \cos 32.13^\circ = 102.33 \text{ kN}$

$$T_{CY} = T_B \cos 77.05^\circ * \sin 32.13^\circ = 64.27 \text{ kN}$$

$$T_{CZ} = T_B \cos 12.95^\circ = 535.28 \text{ kN}$$

El poste se encuentra articulado en la base, permitiendo la rotación en el plano perpendicular a la pantalla. La reacción que mantiene a la pantalla en su posición en el momento del impacto en lugar de generarse en la base del poste, se transmite por un cable directamente a un anclaje a la ladera. En este viento, se encuentra insertando dos disipadores de energía, que garantizan el movimiento del poste hacia el valle, además de absorber parte de la energía del impacto.

NUDO D

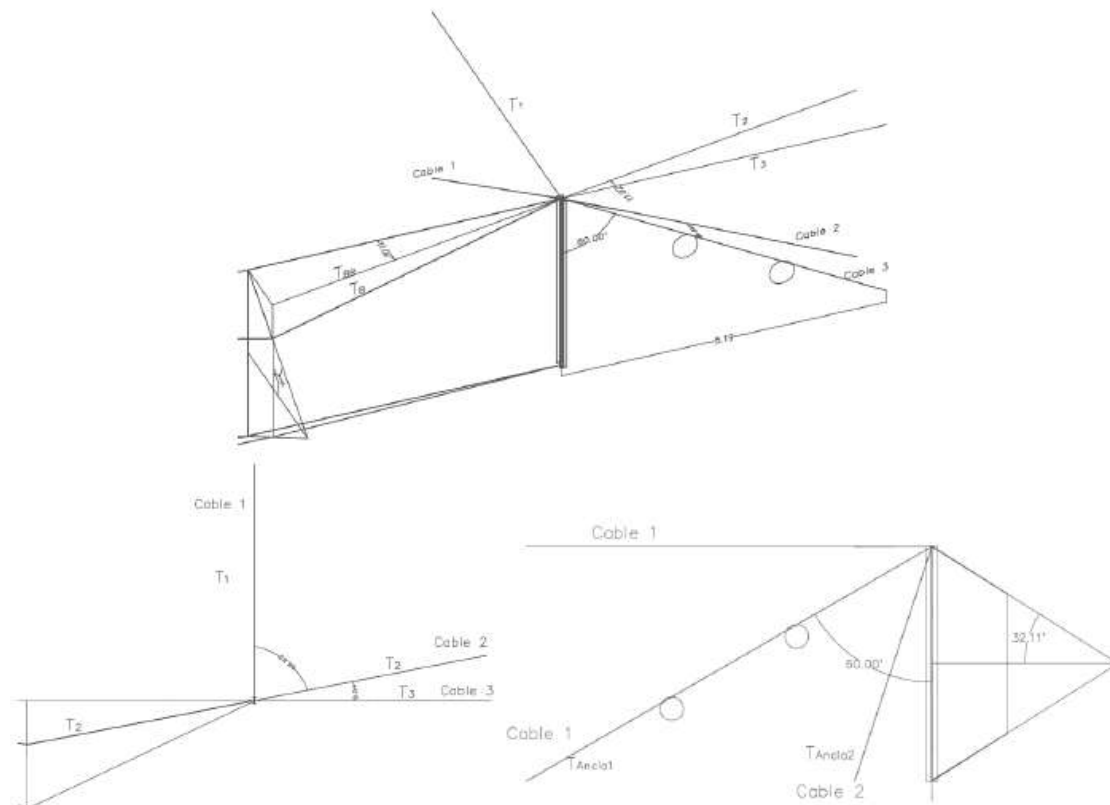


Figura 24. Diagramas de fuerzas actuantes en los principales nodos de la pantalla.

Debido a que existe la articulación en la base, no existirá momento flexionante.

Considerando que cada poste esta auxiliado por el sistema de cables mostrado en la figura 24, En cada cable existirá al menos dos anillos de frenado, y se tiene un poste en cada extremo. Por la geometría del casquillo utilizado se tiene un área de 91.14 cm², que en conjunto con la presión de 140 N/mm²; a la que fueron prensados, se tiene una fuerza normal de 1,275.96 kN.

En el mejor de los casos si esta fuerza no es superada, la roca será detenida por completo y dicha fuerza será transmitida a través de los cables de acero hasta las anclas localizadas en el estrato rocoso cuesta arriba.

En el caso en el que dicha fuerza sea superada, el anillo comienza a funcionar. En base al desplazamiento que tenga el tubo respecto al casquillo; cierta cantidad de energía se comenzará a disipar por fricción.

Eligiendo un desplazamiento arbitrario de 1 m por cada anillo, se tendrá la absorción de energía siguiente:

$$F_r = \mu * N \quad \text{Ec. 07}$$

Donde:

F_r : Fuerza de fricción.

μ : Coeficiente de fricción cinética.

N : Fuerza normal a la que está prensado la grapa o casquillo.

Utilizando el coeficiente de fricción se determina la fuerza de resistencia por fricción.

Si $\mu = 0.07$

$$F_r = 0.07 * 1275960 \text{ N} = 89317.20 \text{ N}$$

$$E_{\text{Anillo}} = \frac{1}{2} F_r * \Delta_{\text{Anillo}}$$

Con referencia al diagrama de cuerpo libre de la figura 3.4 se puede realizar el análisis de fuerzas:

$$T_{BR} = T_B \cos 6.78^\circ = 545.41 \text{ kN} \quad T_1 = T_2 \cos 79^\circ = 47.75 \text{ kN}$$

$$T_{BR} = T_2 + T_2 \cos 79^\circ + T_2 \cos 11^\circ = 2.17 T_2 \quad T_2 = \frac{545.41}{2.17} = 251.34 \text{ kN}$$

$$T_3 = T_2 \cos 11^\circ = 246.31 \text{ kN}$$

Estas son las respectivas componentes de las tensiones en los cables, las cuales se encuentran en dirección perpendicular al poste.

Utilizando el límite de fuerza absorbida por los anillos colocados en el cable 2, se puede determinar la componente perpendicular al poste de la fuerza que absorbe el anillo,

consecuentemente se determinará la contribución de los anillos colocados en los cables 1 y 3.

$$F_{2H} = 2 * F_r * \cos 30^\circ = 2 * 89.34 * \cos 30^\circ = 154.70 \text{ kN}$$

La contribución de los anillos en los cables 1 y 3 es:

$$F_{1H} = F_{2H} * \cos 79^\circ = 129.52 \text{ kN}$$

$$F_{3H} = F_{2H} * \cos 11^\circ = 148.67 \text{ kN}$$

Al restar la contribución de los anillos en la tensión de los cables resulta:

$$T_{1A} = T_1 - F_{1H} = 251.34 - 154.70 = 96.65 \text{ kN}$$

$$T_{2A} = T_2 - F_{2H} = 47.75 - 29.52 = 18.23 \text{ kN}$$

$$T_{3A} = T_3 - F_{3H} = 246.31 - 148.67 = 97.64 \text{ kN}$$

Por lo que la tensión final en cada ancla es:

$$T_{Ancla\ 1} = \frac{T_{1A}}{\cos 30} = 111.09 \text{ kN}$$

$$T_{Ancla\ 2} = \frac{T_{2A}}{\cos 30} = 20.95 \text{ kN}$$

$$T_{Ancla\ 3} = \frac{T_{3A}}{\cos 30} = 112.23 \text{ kN}$$

Ahora para el análisis de la energía se utiliza el límite de energía absorbida por los anillos colocados en el cable 2, posteriormente se determina la componente perpendicular al poste y consecuentemente la contribución de los anillos en los cables 1 y 3.

$$E_{Cable\ 2} = 2 * (\frac{1}{2} 89317.20 * 1) = 89317.20 \text{ J}$$

$$E_{Cable\ 3H} = 2 * (\frac{1}{2} 89317.20 * 1) = 89317.20 \text{ J}$$

$$E_{Cable\ 2H} = E_{Cable\ 2} * \cos 30^\circ = 89.32 * \cos 30^\circ = 77.70 \text{ kJ}$$

La contribución de los anillos en los cables 1 y 3 es:

$$E_{Cable\ 1H} = E_{Cable\ 2H} \cos 79^\circ = 14.76 \text{ kJ}$$

$$E_{Cable\ 3H} = E_{Cable\ 2H} \cos 11^\circ = 76.15 \text{ kJ}$$

$$E_T = E_{Cable\ 1H} + E_{Cable\ 2H} + E_{Cable\ 3H} = 168.61 \text{ kJ}$$

Esta energía es la que disipa cada poste, y teniendo en cuenta que se cuenta con un poste en cada extremo, por lo tanto la energía se duplica.

Ahora, para determinar la capacidad de absorción de energía cinética total, se toma en cuenta la capacidad de absorción de energía de la red.

$$E_{Pantalla} = 2 * E_R + E_{Red} \quad \text{Ec. 08}$$

$$E_{Pantalla} = 2 * 168.61 \text{ kJ} + 382.40 \text{ kJ} = 719.62 \text{ kJ}$$

Con los datos obtenidos se iniciará el cálculo para determinar las características de las rocas que la malla puede soportar.

Utilizando el principio de trabajo y energía se evalúa la energía cinética traslacional y rotatoria inicial de la roca, más el trabajo realizado por todas las fuerzas y momentos de par externos que actúan sobre el cuerpo cuando éste se mueve desde su posición inicial hasta su posición final, lo que da como resultado la energía cinética traslacional y rotatoria final de la roca.

$$T_1 + \sum U_{1-2} = T_2 \quad \text{Ec. 09}$$

Con la ayuda de un diagrama de cuerpo libre se pueden representar las fuerzas y el sentido en que actúan:

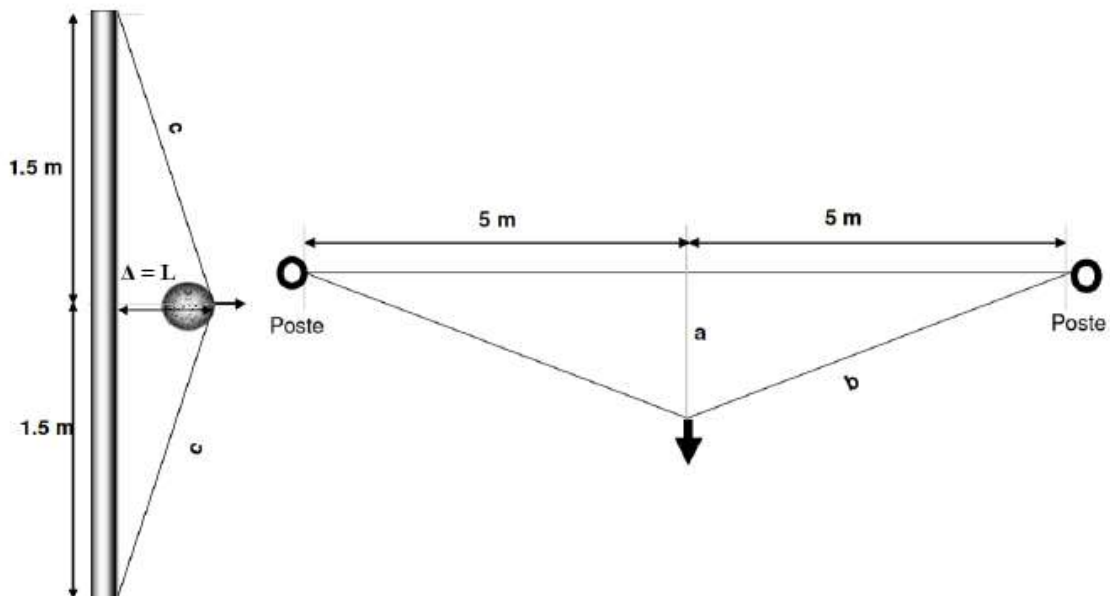


Figura 25. Diagramas en elevación y planta de la deformación de la red.

Primeramente se tiene que la roca permanece en reposo, por lo que su energía cinética inicial es nula.

$$T_1 = 0$$

Posteriormente, la energía cinética final puede ser calculada con referencia al centro de masa de la roca, siendo éste un punto arbitrario idealizado debido a la irregularidad de las rocas.

$$T_2 = \frac{1}{2} m * v^2 + \frac{1}{2} I_G * \omega^2 \quad \text{Ec. 10}$$

Donde:

m : Masa.

v : Velocidad de la roca.

I_G : Momento de inercia de la roca, respecto al centro de masa de la misma.

ω : Velocidad angular de la roca.

Por estadística se consideran como datos de la roca; una masa de 5 toneladas y un material basáltico, siendo el basalto uno de los materiales de mayor peso específico, posteriormente se procede a determinar un diámetro promedio de las rocas.

$$m = 5000 \text{ kg}$$

Densidad de roca arenisca:

$$\rho_{arenisca} = 1650$$

$$V_{Roca} = \frac{4}{3} \pi r^3 \quad \text{Ec. 11}$$

$$V_{Roca} = \frac{m}{\rho_{arenisca}}$$

$$V_{Roca} = \frac{5000 \text{ kg}}{2650 \text{ kg/m}^3} = 1.89 \text{ m}^3$$

Utilizando la ecuación 11 se tiene:

$$r = \sqrt[3]{\frac{3 V_{Roca}}{4\pi}}$$

$$r = \sqrt[3]{\frac{3 * 1.89 \text{ m}^3}{4\pi}} = 0.77 \text{ m}$$

Para poder determinar el momento de inercia de la roca se desarrolla lo siguiente:

$$I_G = \frac{2}{5} m r^2 \quad \text{Ec. 12}$$

$$I_G = 1185.80 \text{ kg} * \text{m}^2$$

De la ecuación 3.10 se tiene:

$$T_2 = E_{Pantalla} \quad \text{Por lo tanto se tiene: } E_{Pantalla} = \frac{1}{2} m * v^2 + \frac{1}{2} I_G * \omega^2$$

Se sabe que:

$$\omega = \frac{v}{r} \quad \text{Ec. 13}$$

$$E_{Pantalla} = \frac{1}{2} m * v^2 + \frac{1}{2} I_G * \left(\frac{v}{r}\right)^2$$

Despejando se tiene:

$$v = \sqrt{\frac{E_{Pantalla}}{\frac{1}{2} m + \frac{I_G}{2 r^2}}}$$

Sustituyendo valores se tiene:

$$v = \sqrt{\frac{719.62 \text{ kJ}}{\frac{1}{2} 5000 \text{ kg} + \frac{1185.80 \text{ kg} * \text{m}^2}{2 (0.77 \text{ m})^2}}}$$

$$v = 14.34 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Se tiene que la malla tiene la capacidad aproximada para detener la trayectoria de una roca tipo arenisca de 5 toneladas, de un diámetro de 1.52 m a una velocidad de 14.34 m/s.

Diseño estructural

Postes

Como se ha mencionado, el poste se encuentra articulado en la base, permitiendo la rotación en el plano perpendicular a la pantalla.

Utilizando el principio de superposición:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A} + \frac{M * y_{m\acute{a}x}}{I_y} \quad \text{Ec. 14}$$

Debido a la existencia de articulación en la base del poste, la flexión será nula y sólo se toma en cuenta la carga axial.

$$\sum F_y = 0 \quad \text{Ec. 15}$$

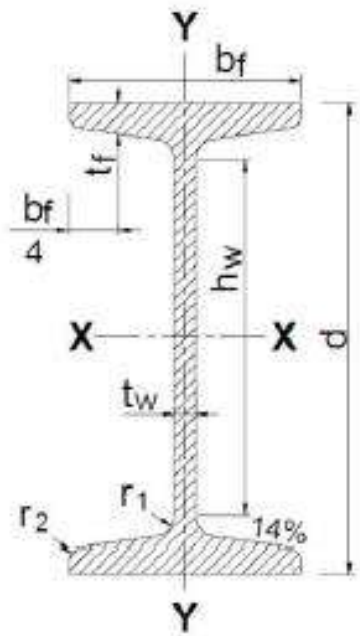
$$R_D - T_{CY} + T_{BR} * \text{sen } 30^\circ$$

$$R_D = 64.27 + 545.41 * \text{sen } 30^\circ = 336.98 \text{ kN}$$

$$A = \frac{P_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{máx}}} \quad \text{Ec. 16}$$

$$A = \frac{336.98 \text{ kN}}{250 \text{ MPa}} = 13.50 \text{ cm}^2$$

Seleccionamos un perfil IPR W6 (6 x 4), considerando que cumple con el área requerida.



Perfil IPR W6 (6 x 4)

Área 17.30 cm²

I_{xx} 6.83 mm⁴

Peso 13.39 kg/m

σ_{adm} 250 MPa (2 530 kg/cm²)

Figura 26. Perfil a utilizar en los postes.

Placa Base de los Postes

Debido a que la viga que funge como poste sólo está sometida a carga axial; la placa base se determinará de la siguiente manera:

$$F_p = 0.35 f'_c \quad \text{Ec. 17}$$

$$F_p = 0.35 * 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 6\,867 \text{ kPa}$$

$$A_{\text{mín}} = \frac{336\,980 \text{ kN}}{6\,867 \text{ kPa}} = 491 \text{ cm}^2 \quad \text{Ec. 18}$$

$$b = \sqrt{491 \text{ cm}^2} = 22.16 \text{ cm}^2$$

Es un área respectivamente pequeña por lo que se toma una sección de 25 x 25 cm y un espesor de 3/8".

Cables

Debido a que este elemento prácticamente garantiza la estabilidad global de toda la pantalla ante un impacto, se debe sobredimensionar.

Se tiene la sollicitación en dos diferentes puntos de la pantalla, el primero es en el marco que conforma el cuerpo de la malla, la unión de poste a poste. Y el segundo que son los cables que soportan los postes y van anclados al talud.

En el primer punto se tiene una tensión máxima de 539.20 kN y el segundo punto tiene una tensión de 112.23 kN. Tomando como referencia el valor más alto y teniendo en cuenta el diámetro requerido para el casquillo de fricción; se seleccionó un cable de acero grado 190 ASTM de diámetro $\phi = \frac{3}{4}$ ", el cual tiene una resistencia última de 18,967 kg/cm², lo que proporciona una carga de rotura efectiva de 584.25 kN.

Con este diámetro de cable se obtiene una reserva de resistencia del cable de un 9.23%, con un factor de seguridad de 1.1. Este valor es suficiente para garantizar que la malla trabaje hasta el límite sin que se produzca el fallo de un cable.

Anclajes

Se procederá con la determinación de la resistencia última del anclaje en función de la resistencia a tensión de la roca del talud donde se instala:

$$P_u = \sigma_t \pi d L \quad \text{Ec. 19}$$

Donde: P_u Resistencia última a la extracción.

σ_t Esfuerzo de resistencia al arrancamiento.

d Diámetro de la perforación.

L Longitud del ancla.

Para conocer la resistencia a tensión de la roca, se utilizan los valores de la tabla 06.

Tabla 06. Esfuerzo último de resistencia en el perímetro del ancla (Byrne y otros, 1998).

Tipo de Roca	σ_t [kPa]
Caliza	300 - 400
Filita	100 - 300
Creta	500 - 600
Dolomita Blanda	400 - 600
Dolomita Dura	600 - 1 000
Arenizca Meteorizada	200 - 300
Lutita Meteorizada	100 - 150
Esquisto Meteorizado	100 - 170
Basalto	500 - 600

Del análisis de fuerzas tiene la tensión solicitada para cada ancla:

$$T_{Ancla1} = 111.09 \text{ kN}$$

$$T_{Ancla2} = 20.95 \text{ kN}$$

$$T_{Ancla3} = 112.23 \text{ kN}$$

Eligiendo un diámetro de perforación de 3.81 cm, a manera que entre un ancla roscada comercial de 1" de diámetro.

Por lo tanto:

$$L_1 = \frac{P_U}{\sigma_c * \pi * d} \quad L_1 = \frac{111.09}{600 * 3.14159 * 0.038} = 1.55 \text{ m}$$

$$L_2 = \frac{P_U}{\sigma_c * \pi * d} = L_2 = \frac{20.95}{600 * 3.14159 * 0.038} = 0.29 \text{ m}$$

$$L_3 = \frac{P_U}{\sigma_c * \pi * d} = L_3 = \frac{112.23}{600 * 3.14159 * 0.038} = 1.56 \text{ m}$$

Se utilizarán anclas a base de varillas roscadas de 1" de diámetro de acero A572 (ASTM), con una longitud de anclaje de 1.55, 0.29 y 1.56 metros. Es válido utilizar anclajes a base de bulones que cumplan con las dimensiones mencionadas; la resistencia a tensión será mayor debido a los sistemas de anclaje que cada fabricante utiliza. Aunque se debe tener en cuenta que uno de los objetivos es minimizar el costo de la construcción de la pantalla.

El dimensionamiento y calidades, de los materiales de los restantes componentes de la pantalla, tales como anclajes de la base de los postes, taquetes mecánicos, grapas en los cables, uniones anclaje-cable y demás accesorios menores, están regidos por la existencia en el mercado y los catálogos respectivos de los fabricantes.

Anillos de frenado

Para conocer el diámetro del anillo se tomara el desplazamiento de cada anillo como el perímetro, por lo tanto:

$$P_{anillo} = \Delta_{anillo}$$

$$P_{anillo} = \pi * D_{anillo}$$

$$D_{anillo} = \frac{1\ m}{\pi} = 0.32\ m$$

Componentes de la Barrera

Redes

La red tendrá la función de entrar en contacto directo con la roca, a su vez debe tener la resistencia adecuada para que los anillos de fricción comiencen su funcionamiento. Cuando el anillo de fricción completa su desplazamiento total ya se habrá disipado una importante cantidad de energía, la restante será absorbida por la capacidad de deformación de la red. Se ha optado por utilizar mallas de simple torsión por sus características tenso-deformacionales, que hacen que se consideren las más adecuadas de las que se encuentran al alcance, para su empleo en las pantallas contra el impacto de piedras. Una malla 50/19 llega a alcanzar los 80 kN de carga antes de la rotura, y se desplaza 250 mm, en 1 m², según ensayos realizados por los fabricantes. En la búsqueda de un incremento de la capacidad de absorción de energía, se ha utilizado como cierre cuatro capas de malla de simple torsión apoyadas sobre cables. Esta solución evidentemente tiene una mayor capacidad de absorción de energía gracias a la resistencia individual de los cables. La deformabilidad de este tipo de malla ayuda a que no se produzcan perforaciones en el momento del golpe.

Cimentación

Las pantallas pueden estar ubicadas en condiciones diferentes de cimentación:

- Sobre muros de concreto usualmente al pie del talud.
- En las laderas, apoyadas directamente sobre una superficie rocosa o en una capa de nivelación a base de concreto, mortero o grout.

En el caso de cimentación sobre el talud, la pantalla se puede ubicar perpendicular a la superficie del terreno.

Postes

Los postes de perfiles o tubos metálicos, aseguran la posición de los paneles de red y según el sistema, se encuentran anclados firmemente en la base, articulados, o simplemente apoyados siendo necesaria la utilización de tirantes a ambos lados de la pantalla. En todos los casos sus elementos son desmontables, lo que permite su sustitución en caso de rotura.

Los postes, a pesar de ser los elementos más robustos de las pantallas rígidas, siendo generalmente perfiles de acero empotrados en los muros, en bases de concreto o directamente sobre el terreno, presentan un comportamiento muy pobre.

Los postes metálicos empotrados tienen el inconveniente de fallar a cortante en la base al recibir impactos directos de las rocas y el límite de capacidad de absorción de energía depende como se ha señalado, de la resistencia de la malla que se emplee.

De las consideraciones anteriores se puede concluir que la solución de empotramiento entre el poste y la base no es recomendable, siendo necesario para mejorar el comportamiento de los postes, utilizar una solución flexible, es decir articulaciones.

Placa de base metálica

Consiste en una placa de acero, que se encuentra anclada al cimiento mediante cuatro barras de acero terminadas en un tramo roscado de 25 mm de diámetro, la cual posee un tope frontal para permitir que el poste bascule del monte hacia el valle.

La placa base deberá estar adaptada para recibir el perfil que funge como poste (figura 27).

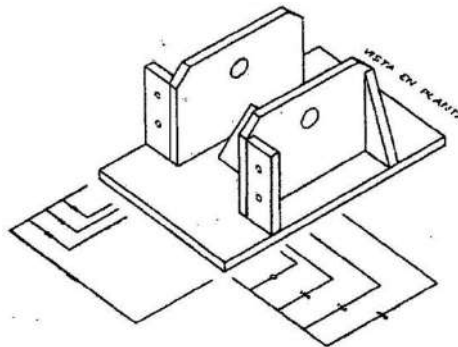


Figura 27 Vista en 3-D de la base del poste.

Cables

Se utilizan para transmitir las fuerzas de la cabeza del poste al anclaje y para sujetar la red a los postes. El cable de acero juega un papel muy importante dentro del fenómeno dinámico, ya que deberá tener la suficiente resistencia para soportar las cargas solicitadas y de igual manera soportar la energía calorífica generada por la fricción con el tubo guía en los anillos de frenado.

Anclajes

Son los elementos que transmiten las fuerzas de los cables y las fuerzas del poste al suelo, o en su caso al talud rocoso.

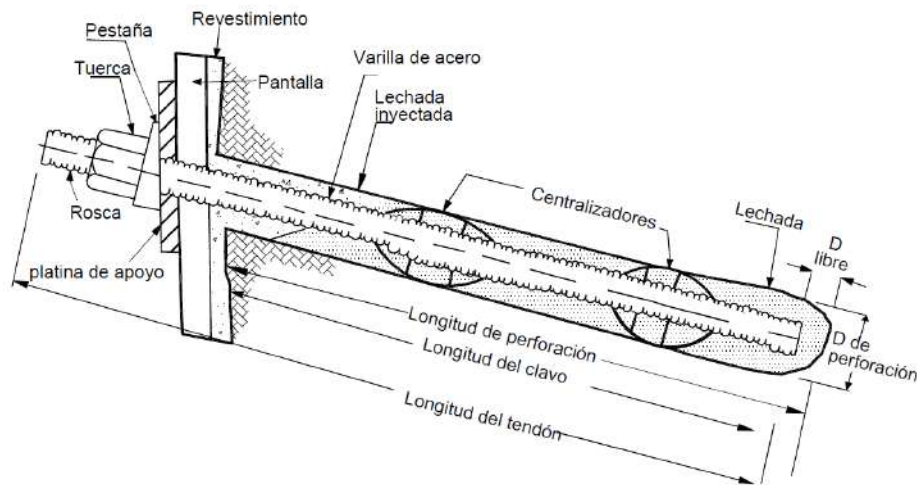


Figura 28 Esquema de anclaje (SUAREZ, Deslizamientos: Técnicas de remediación).

Estos anclajes, por colocarse delante de las pantallas en el lado de la montaña, en medio de la zona de los desprendimientos y no tener protección alguna, necesitan contar con ciertas características especiales:

- El ojo del ancla que sale fuera del terreno, se adapta a la dirección del impacto, de esta forma no hay esfuerzo a flexión en la perforación, y desaparece la sollicitación a cortante que se genera en los anclajes de barras de acero.
- El ojo del ancla debe tener una dimensión relativamente pequeña para evitar daños causados por rocas que impactan directamente al ancla.
- La gasa del ojo deberá estar protegida por un guardacabo para garantizar el óptimo funcionamiento mecánico y evitar cizallamiento.
- El ambiente húmedo cerca del suelo, favorece la corrosión y exige medidas anticorrosivas adicionales.

Dispositivo de disipación de energía

Es el dispositivo colocado en el cable de acero que une al poste con el ancla. Su objetivo es absorber la mayor cantidad de energía antes de que la red llegue a su deformación límite.

Los disipadores de energía se pueden clasificar en dos grupos:

Por fricción.

- Placa metálica que aprisiona los dos extremos del cable.
- Bucle de cable cerrado con sujetacables.
- Bucle cerrado con una placa metálica
- Bucle protegido por un anillo de acero prensado.
- Anillos de frenado a base de tubular dentro del cual se deslizan en sentido inverso dos cables en cuyos extremos hay topes.

Por cortante.

- Anillos a base de tubular dentro del cual se deslizan en sentido inverso dos cables que arrastran una cuña o cizalla que lo va desgarrando.
- Fusibles a base de grapas.

En el presente trabajo se opta por los anillos de frenado como prioridad y los fusibles a base de grapas como una opción alterna.

Tabla 07: Cuadro de Resumen de los Resultados

COMPONENTES DE LA BARRERA DINÁMICA	H (metros)	Perfil	Diámetro (Pulg)	Área (cm)	Espesor (Pulg)	Longitud (metros)
Barrera	3.00					
Postes	3.00	IPR W6 (6 X 4)				
Cables			3/4"			
Placa Base				25 x 25	3/8"	
Anclas			1/2"			0.50
Anclajes			1"			1.55; 0.29; 1.56
Anillos de frenado			3/4"			1.20
Casquillos en los anillos					3/4"	0.07

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN

Se ha obtenido el diseño de las barreras dinámicas, resultado que ha sido motivo principal de esta investigación. El distanciamiento entre postes se ha tomado conveniente que sean a cada diez metros, y la altura de la barrera igual a tres metros. El distanciamiento entre postes se encuentra estandarizado y no ha sufrido cambios en esta investigación.

Es posible realizar la instalación de las barreras dinámicas ya que los costos son económicos en comparación de los años anteriores, además su instalación no requiere mano calificada ya que con un pequeño asesoramiento una empresa puede realizar la correcta instalación, así mismo el transporte no sería impedimento ya que se cuenta con una vía asfaltada y muy accesible.

Esta investigación cobra relevancia en la región San Martín, porque se convierte en las primeras investigaciones sobre la colocación de barreras dinámicas en taludes para proteger a todo aquel que hace uso de la vía. Los resultados obtenidos tienen concordancia con las bases teóricas planteadas, validando los conceptos y opiniones de los autores y fuentes tomadas.

Es relevante recalcar que se debe conocer muy bien las propiedades físicas y mecánicas del suelo en donde se piensa construir o colocar las barreras dinámicas. Además, realizar los estudios básicos adecuados para llegar a resultados óptimos es la clave en este tipo de investigación. La tecnología debe ser nuestro principal aliado durante este tipo de investigaciones. El uso de softwares y de equipos que faciliten el estudio, es otro tema de gran importancia. Estos nos llevan a obtener datos con más precisión y en corto tiempo.

La ingeniería necesita investigaciones nuevas, realizando metodologías entendibles, para solucionar problemas urgentes. El desarrollo económico y social del país se verá influenciado con la puesta en marcha de nuevos métodos para solucionar problemas que afecta a la población.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES

La metodología que se ha desarrollado durante esta investigación nos ha llevado a conseguir los objetivos planteados, validando el método que es capaz de realizar diseños de estructuras que finalmente son parte de medidas de protección contra las caídas de rocas.

Se han analizado las muestras del primer estrato encontrado del tramo de investigación, probando que el suelo superficial existente en la zona es Limo orgánico, de color beige, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, clasificada como (ML) A-4 (6).

Se han analizado las muestras del segundo estrato encontrado en el tramo de investigación, resultando que está conformado por roca cuarzosa – arenisca GF. Estos importantes datos nos han permitido cumplir con el diseño de las barreras dinámicas a lo largo de 120 metros de longitud considerados como tramo más crítico:

- La barrera tendrá una altura de 3 metros con separación entre postes de 10m.
- Los postes a base de perfil IPR W6 (6 x 4), tendrán una altura de 3 m, erigidos en una placa base de 25 x 25 cm de 3/8" de espesor la cual estará anclada a un dado como cimentación o directamente en el terreno con 4 anclas de por lo menos 1/2" de diámetro y 50 cm de longitud anclada.
- Los postes se encuentran tensados por 3 cables de acero de 3/4" de diámetro, uno se encuentra en dirección perpendicular al valle, es decir sobre el eje longitudinal de la pantalla, el cable central está posicionado a 12.95° del primer cable y el tercer cable está posicionado en dirección paralela al valle. Cada cable estará tensado a un ángulo de 60° del eje longitudinal del poste.
- Los anclajes a base de varillas roscadas de 1" de diámetro, tendrán una longitud de anclaje de 1.55, 0.29 y 1.56 m. La perforación en la roca tendrá un diámetro de 3.81 cm y una longitud igual a la de la varilla roscada más 5 cm.
- Los anillos de frenado están hechos de tubo de 3/4" de diámetro y longitud de 1.2 m y se colocarán 2 en cada cable a una distancia de 1/3 de la longitud del cable, uno de otro, con el fin de que realicen su desplazamiento libremente.
- Los casquillos en los anillos de frenado tendrán una sección adecuada para cable de 3/4" y una longitud de 7 cm.

A través del análisis realizado, se concluye también que las precipitaciones es una de las principales agentes de erosión del suelo, teniendo como consecuencia la caída de rocas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AHLBURG D. (1870). *Straßenbau mit Einschluß der Construction der Strassenbrücken; Lehrbuch für den Unterricht an technischen Lehranstalten*, sowie zum Selbststudium für Strassenbau, Braunschweig, Alemania.

Crispín Huamaní J. A. (2017). *Diseño, Implementación y Construcción de Barreras Dinámicas en la quebrada Carosio – Chosica (tesis de Pregrado)*. Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima, Perú.

GAZIEV, E. G. (1977) *Estabilidad De Los Macizos Rocosos Y Métodos De Estabilización*. Instituto de Ingeniería, UNAM.

HOEK, E. (2006). *Practical Rock Engineering*.

IQUOS (2014). *Ficha Técnica: Barreras Dinámicas*.

Jiménez Salas J.A. y Justo Alpañes J.L. (1975). *Geotecnia Y Cimientos 1. Propiedades De Los Suelos Y De Las Rocas*.

Londe P. y Sabarly F. (1966). *La Distribution Des Perméabilités Dans La Fondation Des Barrages Voûtes En Fonction Du Champ De Contrainte*, I Congreso sobre Mecánica de Rocas, Lisboa, Portugal.

Nueva Montaña Quijano S.A. (1957). *Cables de acero, forjas de buena Santander, catalogo*.

Raimat, C y Fonseca, L. R (2008). *Protecciones activas de contención mediante barreras antialudes flexibles en la cabecera del torrente de Estiviellas*. Municipalidad de Canfrac, España.

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú. SENAMHI (2018). *Escenario Probabilístico de Lluvias para el verano 2019*.

Valerio Chimal L. (2012). *Barreras Dinámicas a base de materiales convencionales para el control de caídas de rocas (Tesis de Pregrado)*. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitario D.F., México.

Wendeler C. (2008). *Estandarización para barreras de retención de residuos flexibles*.

LINKOGRAFÍA

<http://www.geobrugg.com>

<https://www.senamhi.gob.pe/?&p=descarga-datos-hidrometeorologicos>

ANEXOS

Localización Geográfica del tramo en estudio.

Ensayos realizados en el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Ensayo de Materiales.
Universidad Científica del Perú.

LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA

MAPA NACIONAL DEL PERU

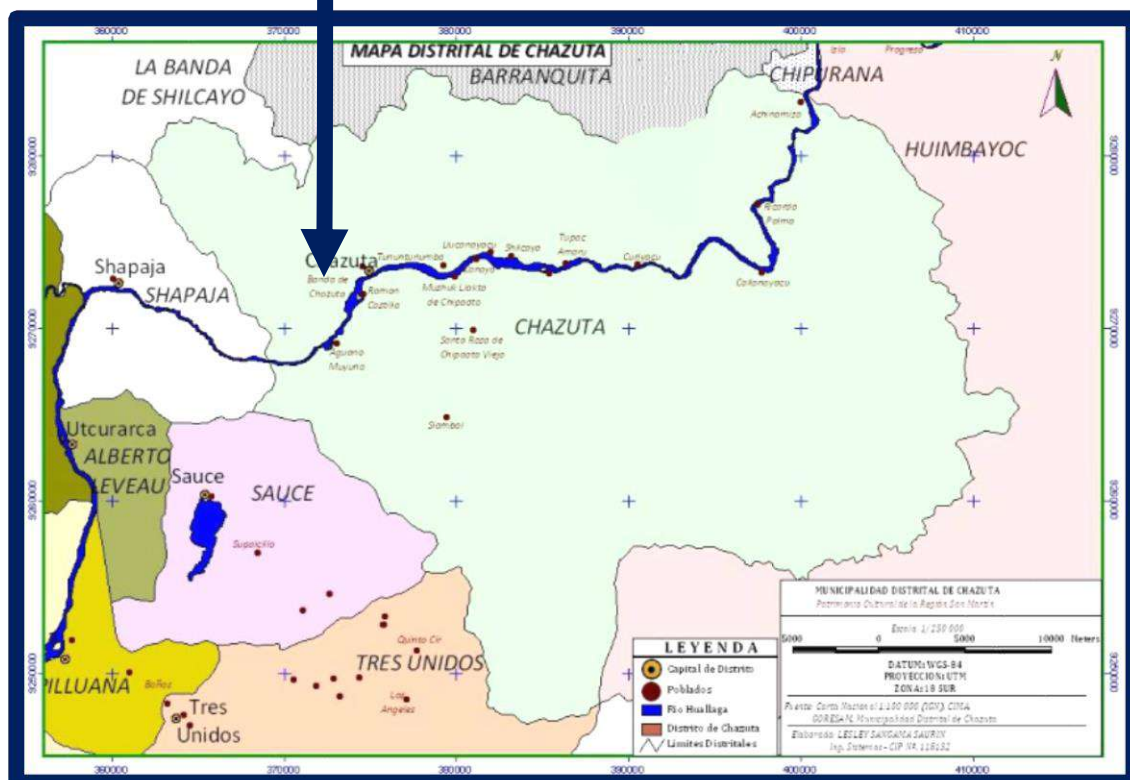


DEPARTAMENTO DE SAN MARTIN

PROVINCIA DE SAN MARTÍN



DISTRITO DE CHAZUTA



IMÁGENES REFERENCIALES

Ubicación del proyecto de investigación



Fuente: Google Earth

Ubicación de barreras dinámicas



Fuente: Google Earth



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
Y ENSAYO DE MATERIALES

HUMEDAD NATURAL

(ASTM D- 2216)

OBJETIVO: : DISEÑO DE BARRERAS DINAMICAS PARA LA PROTECCION ANTE LA CAIDA DE ROCAS EN EL TRAMO SHAPAJA - CHAZUTA

UBICACIÓN: : TRAMO CHAZUTA - SHAPAJA / SAN MARTIN

ENTIDAD SOLICITANTE: : UNIVERSIDAD CIENTIFICA DEL PERU

PROFESOR OCENTE: : JOSE LUIS PAIMA AGUIRRE - LALO SANGAMA SANGAMA

: ING. CALEB RIOS VARGAZ

FECHA: : TARAPOTO, 27 DE MAYO DE 2019.

Datos de campo:

N° de exploración: : Calicata N° 01

Muestra: : M-1

Profundidad: : 0.00-2.00m.

Fecha de ensayo: : 27/05/2019

Progresiva: : KM 18+700.00

ENSAYO N°	1	2	3
PESO DE SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	154.90	155.52	155.10
PESO DE SUELO SECO + TARA (gr.)	144.83	145.41	145.43
PESO DE LA TARA	54.90	55.52	55.10
PESO DEL AGUA	10.07	10.11	9.67
PESO DE SUELO SECO	89.93	89.89	90.33
DE HUMEDAD	11.20	11.25	10.71
PROMEDIO DE HUMEDAD (%)	11.05		

ESPECIFICACIONES: : La Humedad Natural del suelo se realizó según las Normas ASTM D-2216.

OBSERVACIONES: : La muestra corresponde a suelo alterado, fueron muestreadas por el solicitante y trasladadas al laboratorio.

RESULTADOS: : El promedio del porcentaje de Humedad del Suelo es 11.05 %



Helder Araujo Mego
(e) Laboratorio de Mecánica de Suelos y Tecnología de Materiales
UCP - Filial Tarapoto



M. Sc. Ing. Caleb Rios Vargas
JEFE DE LABORATORIO DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES (C)
UCP - Filial Tarapoto



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
Y ENSAYO DE MATERIALES

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

ASTM D - 422

OBRA : DISEÑO DE BARRERAS DINAMICAS PARA LA PROTECCION ANTE LA CAIDA DE ROCAS EN EL TRAMO SHAPAJA - CHAZUTA
UBICACIÓN : TRAMO CHAZUTA - SHAPAJA / SAN MARTIN
ENTIDAD : UNIVERSIDAD CIENTIFICA DEL PERU
SOLICITANTE : JOSE LUIS PAIMA AGUIRRE - LALO SANGAMA
DOCENTE : ING. CALEB RIOS VARGAZ

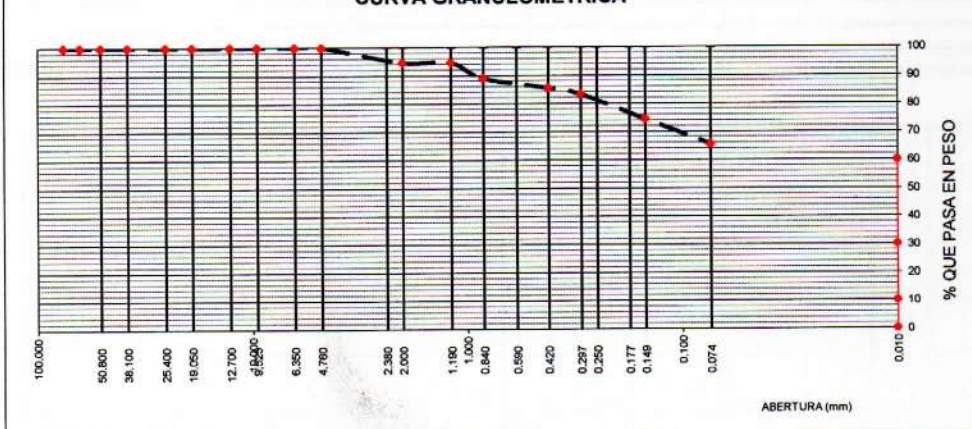
FECHA : TARAPOTO, 27 DE MAYO DE 2019.

Datos de campo:

N° de exploración : Calicata N° 01
Muestra : M-1
Profundidad : 0.00-2.00m.
Fecha de ensayo : 27/05/2019
Progresiva : KM 18+700.00
Peso de muestra seca : 500.00
Peso de muestra lavada : 171.79

Tamices ASTM	Abertura en mm.	Peso Retenido	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	% que Pasa	Especific.	Observaciones
2 1/2"	63.500						L. Líquido : NP
2"	50.800						L. Plástico : NP
1 1/2"	38.100						Ind. Plástico : NP
1"	25.400						Clas. SUCS : ML
3/4"	19.050						Clas. AASHTO : A-4 (6)
1/2"	12.700						
3/8"	9.525						
1/4"	6.350						
Nº4	4.750				100.00		
Nº10	2.000	27.27	5.45	5.45	94.55		
Nº20	0.840	28.08	5.62	11.07	88.93		
Nº40	0.420	16.91	3.38	14.45	85.55		
Nº60	0.297	11.03	2.21	16.66	83.34		
Nº100	0.149	44.25	8.85	25.51	74.49		
Nº200	0.074	44.25	8.85	34.36	65.64		
Pasa Nº200		328.21	65.64				

CURVA GRANULOMETRICA



ESPECIFICACIONES : El Análisis Granulométrico por tamizado se realizó según ASTM D-422, Norma Técnica NTP 339.128, clasificación SUCS del suelo según ASTM D-2487 y los tamices cumplen con los requisitos de la Norma NTP 350.001

OBSERVACIONES : La muestra corresponde a suelo alterado, fueron muestreadas por el solicitante y trasladadas al laboratorio.

RESULTADOS : Limo orgánico, de color beige, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, clasificada como (ML) A-4 (6).

El porcentaje que pasa la malla Nº 200 es de 65.64 %

Asistente de Laboratorio

V°b° Jefe del Laboratorio



Helder Araujo Mego
(e) Laboratorio de Mecánica de Suelos y Tecnología de Materiales
UCP - Tarapoto



M. Sc. Ing. Caleb Ríos Vargas
JEFE DE LABORATORIO DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES
UCP - Filial Tarapoto



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
Y ENSAYO DE MATERIALES

OBRA DISEÑO DE BARRERAS DINAMICAS PARA LA PROTECCION ANTE LA CAIDA DE ROCAS EN EL TRAMO SHAPAJA - CHAZUTA

UBICACIÓN TRAMO CHAZUTA - SHAPAJA / SAN MARTIN

ENTIDAD UNIVERSIDAD CIENTIFICA DEL PERU

SOLICITANTE JOSE LUIS PAIMA AGUIRRE - LALO SANGAMA SANGAMA

DOCENTE ING. CALEB RIOS VARGAZ

FECHA TARAPOTO, 27 DE MAYO DE 2019.

LIMITES DE CONSISTENCIA

Datos de Campo

N° de exploración Calicata N° 01

Muestra M-1

Profundidad 0.00-2.00m.

Fecha de ensayo 27/05/2019

Progresiva KM 18+700.00

Resultados	
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Ind. Plástico	NP
Clas. SUCS	ML
Clas. AASHTO	A-4 (6)

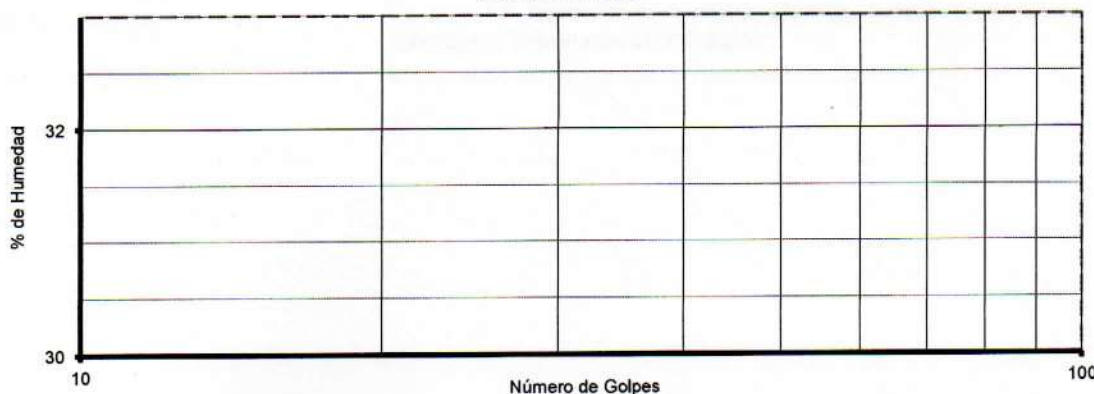
Límite Líquido ASTM D 4318 - T 89

ENSAYO N°	1	2	3
N° de Golpes			
R + Suelo Hum.			
R + Suelo Seco			
Peso de la Tara			
Peso de agua			
Peso de S. Seco			
% de Humedad			

Límite Plástico ASTM D 4318 - T 90

ENSAYO N°	1	2	3
R + Suelo Hum.			
R + Suelo Seco			
Peso de la Tara			
Peso de agua			
Peso de S. Seco			
% de Humedad			

CURVA DE FLUJO



ESPECIFICACIONES : Los Límites de consistencia está especificado según las Normas ASTM D 4318 - T89 para limite liquido y limite plástico ASTM D 4318 - T 90.

OBSERVACIONES : La muestra corresponde a suelo alterado, fueron muestreadas por el solicitante y trasladadas al laboratorio.

RESULTADOS : Limo orgánico, de color beige, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, clasificada como (ML) A-4 (6).

En los ensayos realizados a la muestra no se obtuvieron límites de consistencia.



Asistente de Laboratorio

Heider Araujo Mego
(e) Laboratorio de Mecánica de Suelos y Tecnología de Materiales
UCP - Filial Tarapoto



Ing. Caleb Rios Vargas
JEFE DE LABORATORIO DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES (e)
UCP - Filial Tarapoto

V°b° Jefe del Laboratorio



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
Y ENSAYO DE MATERIALES

HUMEDAD NATURAL

(ASTM D- 2216)

OBRA : DISEÑO DE BARRERAS DINAMICAS PARA LA PROTECCION ANTE LA CAIDA DE ROCAS EN EL TRAMO SHAPAJA - CHAZUTA

UBICACIÓN : TRAMO CHAZUTA - SHAPAJA / SAN MARTIN

ENTIDAD : UNIVERSIDAD CIENTIFICA DEL PERU

SOLICITANTE : JOSE LUIS PAIMA AGUIRRE - LALO SANGAMA SANGAMA

DOCENTE : ING. CALEB RIOS VARGAZ

FECHA : TARAPOTO, 27 DE MAYO DE 2019.

Datos de campo:

N° de exploración : Calicata N° 02

Muestra : M-1

Profundidad : 0.00-2.00m.

Fecha de ensayo : 27/05/2019

Progresiva : KM 18+760

ENSAYO N°	1	2	3
PESO DE SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	150.24	151.66	153.87
PESO DE SUELO SECO + TARA (gr.)	143.39	144.47	146.96
PESO DE LA TARA	50.24	51.66	53.87
PESO DEL AGUA	6.85	7.19	6.91
PESO DE SUELO SECO	93.15	92.81	93.09
% DE HUMEDAD	7.35	7.75	7.42
PROMEDIO DE HUMEDAD (%)	7.51		

ESPECIFICACIONES : La Humedad Natural del suelo se realizó según las Normas ASTM D-2216.

OBSERVACIONES : La muestra corresponde a suelo alterado, fueron muestreadas por el solicitante y trasladadas al laboratorio.

RESULTADOS : El promedio del porcentaje de Humedad del Suelo es 7.51 %



Helder Araujo Mego
Helder Araujo Mego
(e) Laboratorio de Mecánica de
Suelos y Tecnología de Materiales
UCP - Filial Tarapoto

Asistente de Laboratorio



Caleb Rios Vargas
UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
M. Sc. Ing. Caleb Rios Vargas
JEFE DE LABORATORIO DE SUELOS Y ENSAYO
DE MATERIALES (U)
UCP - Filial Tarapoto

Vºbº Jefe del Laboratorio



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
Y ENSAYO DE MATERIALES

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

ASTM D - 422

OBRA : DISEÑO DE BARRERAS DINAMICAS PARA LA PROTECCION ANTE LA CAIDA DE ROCAS EN EL TRAMO SHAPAJA - CHAZUTA
UBICACIÓN : TRAMO CHAZUTA - SHAPAJA / SAN MARTIN
ENTIDAD : UNIVERSIDAD CIENTIFICA DEL PERU
SOLICITANTE : JOSE LUIS PAIMA AGUIRRE - LALO SANGAMA
DOCENTE : ING. CALEB RIOS VARGAZ

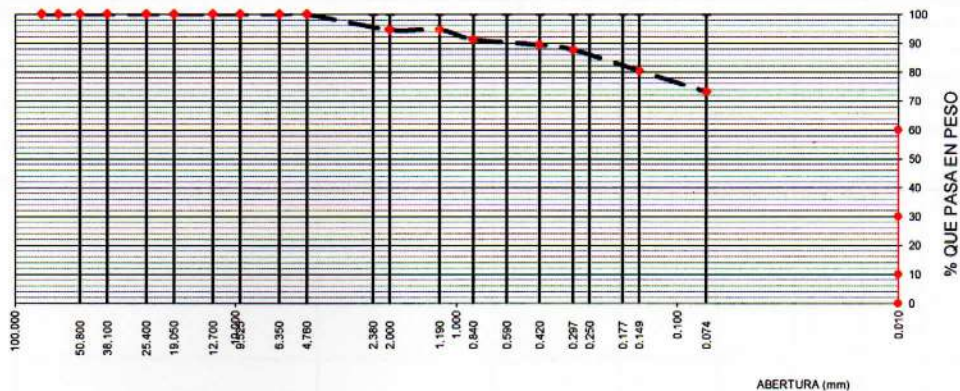
FECHA : TARAPOTO, 27 DE MAYO DE 2019.

Datos de campo:

N° de exploración : Calicata N° 02
Muestra : M-1
Profundidad : 0.00-2.00m.
Fecha de ensayo : 27/05/2019
Progresiva : KM 18+760
Peso de muestra seca : 500.00
Peso de muestra lavada : 133.56

Tamices ASTM	Abertura en mm.	Peso Retenido	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	% que Pasa	Especific.	Observaciones
2 1/2"	63.500						L. Líquido : NP
2"	50.800						L. Plástico : NP
1 1/2"	38.100						Ind. Plástico : NP
1"	25.400						Clas. SUCS : ML
3/4"	19.050						Clas. AASHTO : A-4 (7)
1/2"	12.700						
3/8"	9.525						
1/4"	6.350						
N°4	4.760				100.00		
N°10	2.000	26.83	5.37	5.37	94.63		
N°20	0.840	16.83	3.37	8.73	91.27		
N°40	0.420	9.40	1.88	10.61	89.39		
N°50	0.297	8.36	1.67	12.28	87.72		
N°100	0.149	36.27	7.25	19.54	80.46		
N°200	0.074	35.87	7.17	26.71	73.29		
Pasa N°200		366.44	73.29				

CURVA GRANULOMETRICA



ESPECIFICACIONES : El Análisis Granulométrico por tamizado se realizó según ASTM D-422, Norma Técnica NTP 339.128, clasificación SUCS del suelo según ASTM D-2487 y los tamices cumplen con los requisitos de la Norma NTP 350.001

OBSERVACIONES : La muestra corresponde a suelo alterado, fueron muestreadas por el solicitante y trasladadas al laboratorio.

RESULTADOS : Limo orgánico, de color beige, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, clasificada como (ML) A-4 (7).

El porcentaje que pasa la malla N° 200 es de 73.29 %

Asistente de Laboratorio

V°b° Jefe del Laboratorio



Helder Araujo Mego
(e) Laboratorio de Mecánica de Suelos y Tecnología de Materiales
UCP - Filial Tarapoto



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
M/Sc. Ing. Caleb Rios Vargas
JEFE DE LABORATORIO DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES (e)
UCP - Filial Tarapoto



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
Y ENSAYO DE MATERIALES

OBRA DISEÑO DE BARRERAS DINAMICAS PARA LA PROTECCION ANTE LA CAIDA DE ROCAS EN EL TRAMO SHAPAJA - CHAZUTA

UBICACIÓN TRAMO CHAZUTA - SHAPAJA / SAN MARTIN

ENTIDAD UNIVERSIDAD CIENTIFICA DEL PERU

SOLICITANTE JOSE LUIS PAIMA AGUIRRE - LALO SANGAMA SANGAMA

DOCENTE ING. CALEB RIOS VARGAZ

FECHA TARAPOTO, 27 DE MAYO DE 2019.

LIMITES DE CONSISTENCIA

Datos de Campo

N° de exploración Calicata N° 02

Muestra M-1

Profundidad 0.00-2.00m.

Fecha de ensayo 27/05/2019

Progresiva KM 18+760

Resultados	
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Ind. Plástico	NP
Clas. SUCS	ML
Clas. AASHTO	A-4 (7)

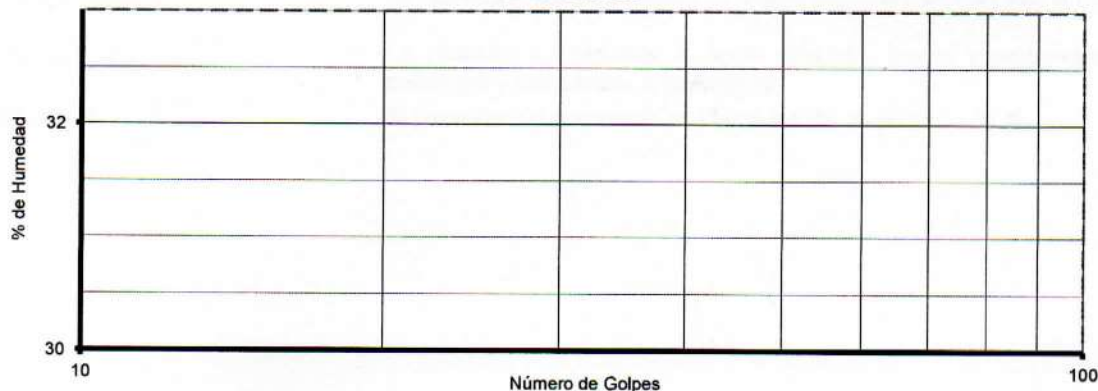
Límite Líquido ASTM D 4318 - T 89

ENSAYO N°	1	2	3
N° de Golpes			
R + Suelo Hum.			
R + Suelo Seco			
Peso de la Tara			
Peso de agua			
Peso de S. Seco			
% de Humedad			

Límite Plástico ASTM D 4318 - T 90

ENSAYO N°	1	2	3
R + Suelo Hum.			
R + Suelo Seco			
Peso de la Tara			
Peso de agua			
Peso de S. Seco			
% de Humedad			

CURVA DE FLUJO



ESPECIFICACIONES : Los Límites de consistencia está especificado según las Normas ASTM D 4318 - T89 para limite liquido y limite plástico ASTM D 4318 - T 90.

OBSERVACIONES : La muestra corresponde a suelo alterado, fueron muestreadas por el solicitante y trasladadas al laboratorio.

RESULTADOS : Limo orgánico, de color beige, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, clasificada como (ML) A-4 (7).

En los ensayos realizados a la muestra no se obtuvieron límites de consistencia.



Helder Araujo Mego
(e) Laboratorio de Mecánica de Suelos y Tecnología de Materiales
UCP - Filial Tarapoto

Asistente de Laboratorio



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
M. Sc. Ing. Caleb Rios Vargas
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES
UCP - Filial Tarapoto

V°b° Jefe del Laboratorio



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
Y ENSAYO DE MATERIALES

HUMEDAD NATURAL

(ASTM D- 2216)

OBRA : DISEÑO DE BARRERAS DINAMICAS PARA LA PROTECCION ANTE LA CAIDA DE ROCAS EN EL TRAMO SHAPAJA - CHAZUTA

UBICACIÓN : TRAMO CHAZUTA - SHAPAJA / SAN MARTIN

ENTIDAD : UNIVERSIDAD CIENTIFICA DEL PERU

SOLICITANTE : JOSE LUIS PAIMA AGUIRRE - LALO SANGAMA SANGAMA

DOCENTE : ING. CALEB RIOS VARGAZ

FECHA : TARAPOTO, 27 DE MAYO DE 2019.

Datos de campo:

N° de exploración : Calicata N° 03

Muestra : M-1

Profundidad : 0.00-2.00m.

Fecha de ensayo : 27/05/2019

Progresiva : KM 18+820.00

ENSAYO N°	1	2	3
PESO DE SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	155.82	154.45	155.61
PESO DE SUELO SECO + TARA (gr.)	145.39	144.69	145.67
PESO DE LA TARA	55.82	54.45	55.61
PESO DEL AGUA	10.43	9.76	9.94
PESO DE SUELO SECO	89.57	90.24	90.06
% DE HUMEDAD	11.64	10.82	11.04
PROMEDIO DE HUMEDAD (%)	11.17		

ESPECIFICACIONES : La Humedad Natural del suelo se realizó según las Normas ASTM D-2216.

OBSERVACIONES : La muestra corresponde a suelo alterado, fueron muestreadas por el solicitante y trasladadas al laboratorio.

RESULTADOS : El promedio del porcentaje de Humedad del Suelo es 11.17 %



Helder Araujo Mego
(e) Laboratorio de Mecánica de
Suelos y Tecnología de Materiales
UCP - Filial Tarapoto

Asistente de Laboratorio



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
M. Sc. Ing. Caleb Rios Vargas
JEFE DE LABORATORIO DE SUELOS Y ENSAYO
DE MATERIALES
UCP - Filial Tarapoto

Vºbº Jefe del Laboratorio



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
Y ENSAYO DE MATERIALES

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

ASTM D - 422

OBRA : DISEÑO DE BARRERAS DINAMICAS PARA LA PROTECCION ANTE LA CAIDA DE ROCAS EN EL TRAMO SHAPAJA - CHAZUTA

UBICACIÓN : TRAMO CHAZUTA - SHAPAJA / SAN MARTIN

ENTIDAD : UNIVERSIDAD CIENTIFICA DEL PERU

SOLICITANTE : JOSE LUIS PAIMA AGUIRRE - LALO SANGAMA

DOCENTE : ING. CALEB RIOS VARGAS

FECHA : TARAPOTO, 27 DE MAYO DE 2019.

Datos de campo:

N° de exploración : Calicata N° 03

Muestra : M-1

Profundidad : 0.00-2.00m.

Fecha de ensayo : 27/05/2019

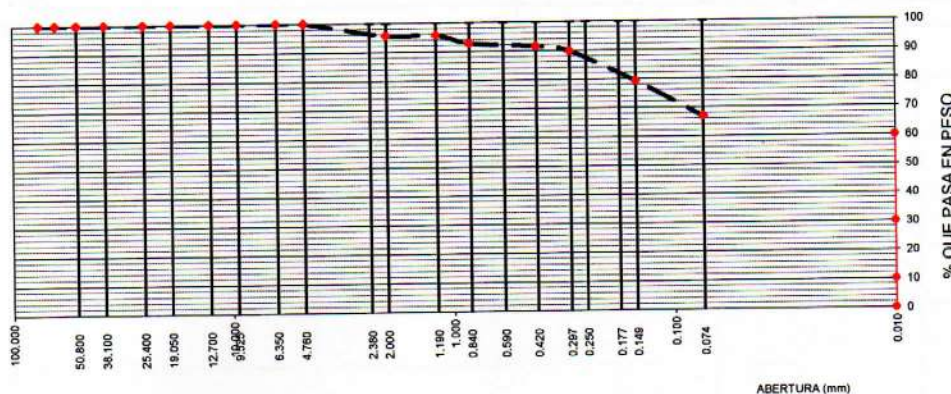
Progresiva : KM 18+820.00

Peso de muestra seca : 500.00

Peso de muestra lavada : 165.14

Tamices ASTM	Abertura en mm.	Peso Retenido	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	% que Pasa	Especific.	Observaciones
2 1/2"	63.500						L. Líquido : NP
2"	50.800						L. Plástico : NP
1 1/2"	38.100						Ind. Plástico : NP
1"	25.400						Clas. SUCS : ML
3/4"	19.050						Clas. AASHTO : A-4 (6)
1/2"	12.700						
3/8"	9.525						
1/4"	6.350						
N°4	4.750				100.00		
N°10	2.000	21.96	4.39	4.39	95.61		
N°20	0.840	14.16	2.83	7.22	92.78		
N°40	0.420	6.54	1.31	8.53	91.47		
N°50	0.297	8.52	1.70	10.24	89.76		
N°100	0.149	52.31	10.46	20.70	79.30		
N°200	0.074	61.65	12.33	33.03	66.97		
Pasa N°200		334.86	66.97				

CURVA GRANULOMETRICA



ESPECIFICACIONES : El Análisis Granulométrico por tamizado se realizó según ASTM D-422, Norma Técnica NTP 339.128, clasificación SUCS del suelo según ASTM D-2487 y los tamices cumplen con los requisitos de la Norma NTP 350.001

OBSERVACIONES : La muestra corresponde a suelo alterado, fueron muestreadas por el solicitante y trasladadas al laboratorio.

RESULTADOS : Limo orgánico, de color beige, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, clasificada como (ML) A-4 (6).

El porcentaje que pasa la malla N° 200 es de 66.97 %

Asistente de Laboratorio

V°b° Jefe del Laboratorio



Heider Araujo Mego
Heider Araujo Mego
(e) Laboratorio de Mecánica de Suelos y Tecnología de Materiales
UCP - Filial Tarapoto



M. Sc. Ing. Caleb Rios Vargas
M. Sc. Ing. Caleb Rios Vargas
JEFE DE LABORATORIO DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES (e)
UCP - Filial Tarapoto



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES

OBRA DISEÑO DE BARRERAS DINAMICAS PARA LA PROTECCION ANTE LA CAIDA DE ROCAS EN EL TRAMO SHAPAJA - CHAZUTA

UBICACIÓN TRAMO CHAZUTA - SHAPAJA / SAN MARTIN

ENTIDAD UNIVERSIDAD CIENTIFICA DEL PERU

SOLICITANTE JOSE LUIS PAIMA AGUIRRE - LALO SANGAMA SANGAMA

DOCENTE ING. CALEB RIOS VARGAZ

FECHA TARAPOTO, 27 DE MAYO DE 2019.

LIMITES DE CONSISTENCIA

Datos de Campo

N° de exploración Calicata N° 03

Muestra M-1

Profundidad 0.00-2.00m.

Fecha de ensayo 27/05/2019

Progresiva KM 18+820.00

Resultados	
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Ind. Plástico	NP
Clas. SUCS	ML
Clas. AASHTO	A-4 (6)

Límite Líquido

ASTM D 4318 - T 89

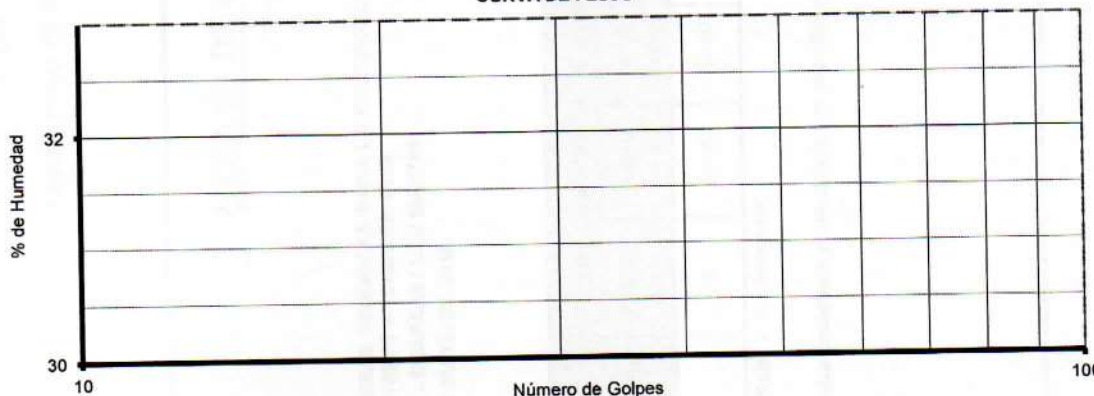
ENSAYO N°	1	2	3
N° de Golpes			
R + Suelo Hum.			
R + Suelo Seco			
Peso de la Tara			
Peso de agua			
Peso de S. Seco			
% de Humedad			

Límite Plástico

ASTM D 4318 - T 90

ENSAYO N°	1	2	3
R + Suelo Hum.			
R + Suelo Seco			
Peso de la Tara			
Peso de agua			
Peso de S. Seco			
% de Humedad			

CURVA DE FLUJO



ESPECIFICACIONES : Los Límites de consistencia está especificado según las Normas ASTM D 4318 - T89 para limite liquido y limite plástico ASTM D 4318 - T 90.

OBSERVACIONES : La muestra corresponde a suelo alterado, fueron muestreadas por el solicitante y trasladadas al laboratorio.

RESULTADOS : Limo orgánico, de color beige, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, clasificada como (ML) A-4 (6).

En los ensayos realizados a la muestra no se obtuvieron límites de consistencia.



Helder Araujo Mego
(e) Laboratorio de Mecánica de Suelos y Tecnología de Materiales
UCP - Filial Tarapoto

Asistente de Laboratorio



M. Sc. Ing. Caleb Rios Vargas
JEFE DE LABORATORIO DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES
UCP - Filial Tarapoto

V°b° Jefe del Laboratorio



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES

TARAPOTO - PERU

ENSAYO DE CARGA PUNTUAL EN ROCA

(ASTM D 5731)

Tesis : DISEÑO DE BARRERAS DINAMICAS PARA LA PROTECCION ANTE LA CAIDA DE ROCAS EN EL TRAMO SHAPAJA - CHAZUTA KM 18+700.00 - 18+820.00, 2019.
Ubicación : TRAMO CHAZUTA - SHAPAJA / SAN MARTIN
Fecha : TARAPOTO, 27 DE MAYO DE 2019.
MUESTRA : M-01

Realizado:
Revisado:
Aprobado:

N°	Tipo de Roca	Tipo de Ensayo D/A/X	GEOMETRIA DE LA MUESTRA			D', °	Presión Hidráulica P _{ail} (bar)	I _s Calculado (MPa)	I _{s(50)} Corregido (MPa)	σ_{c1} (MPa)	σ_{c2} (MPa)
			Ancho (mm)	Largo (mm)	Altura (mm)						
1	CUARZOSA - ARENISCA GF	X	50.00	50.00	50.00	3183.10	8.50	0.39	0.41	9.8	9.2

Ensayo : D = Diametral / A = Axial / X = Irregular

CONCLUSIONES: Muestra colectada y preparada por el solicitante; parafinada y entregada en laboratorio



Helder Araujo Mego
Helder Araujo Mego
(e) Laboratorio de Mecánica de
Suelos y Tecnología de Materiales
UCP - Filial Tarapoto



M. Sc. Ing. Carlos Rios Vargas
M. Sc. Ing. Carlos Rios Vargas
Laboratorio de Suelos y Ensayo
de Materiales
UCP - Filial Tarapoto



ENSAYO DE CARGA PUNTUAL EN ROCA

(ASTM D 5731)

Tesis : DISEÑO DE BARRERAS DINAMICAS PARA LA PROTECCION ANTE LA CAIDA DE ROCAS EN EL TRAMO SHAPAJA - CHAZUTA KM 18+700.00 - 18+820.00, 2019.

Ubicación : TRAMO CHAZUTA - SHAPAJA / SAN MARTIN

Fecha : TARAPOTO, 27 DE MAYO DE 2019.

MUESTRA : M-02

Realizado:

Revisado:

Aprobado:

N°	Tipo de Roca	Tipo de Ensayo D/A/X	GEOMETRIA DE LA MUESTRA			D' e	Presión Hidráulica P _{hid} (bar)	I _s Calculado (MPa)	I _{s(50)} Corregido (MPa)	σ_{c1} (MPa)	σ_{c2} (MPa)
			Ancho (mm)	Largo (mm)	Altura (mm)						
1	CUARZOSA - ARENISCA GF	X	50.00	50.00	50.00	3183.10	9.38	0.43	0.41	10.8	10.2

Ensayo : D = Diametral / A = Axial / X = Irregular

CONCLUSIONES: Muestra colectada y preparada por el solicitante; parafinada y entregada en laboratorio



Helder Araujo Mego
 Helder Araujo Mego
 (e) Laboratorio de Mecánica de
 Suelos y Tecnología de Materiales
 UCP - Filial Tarapoto



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
 M.Sc. Ing. Caleb Ríos Vargas
 JEFE DE LABORATORIO DE SUELOS Y ENSAYO
 DE MATERIALES (M-10)
 UCP - Filial Tarapoto



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES

TARAPOTO - PERU

ENSAYO DE CARGA PUNTUAL EN ROCA

(ASTM D 5731)

Tesis : DISEÑO DE BARRERAS DINAMICAS PARA LA PROTECCION ANTE LA CAIDA DE ROCAS EN EL TRAMO SHAPAJA - CHAZUTA KM 18+700.00 - 18+820.00, 2019.
Ubicación : TRAMO CHAZUTA - SHAPAJA / SAN MARTIN
Fecha : TARAPOTO, 27 DE MAYO DE 2019.
MUESTRA : M-03

Realizado:
Revisado:
Aprobado:

N°	Tipo de Roca	Tipo de Ensayo D/A/X	GEOMETRIA DE LA MUESTRA			D ²	Presión Hidráulica P _{fall} (bar)	I _p Calculado (MPa)	I _p (50) Corregido (MPa)	σ_{ct} (MPa)	σ_{c2} (MPa)
			Ancho (mm)	Largo (mm)	Altura (mm)						
1	CUARZOSA - ARENISCA GF	X	50.00	50.00	50.00	3183.10	9.58	0.44	0.46	11.1	10.4

Ensayo : D = Diametral / A = Axial / X = Irregular

CONCLUSIONES: Muestra colectada y preparada por el solicitante; parafinada y entregada en laboratorio



Helder Araujo Mego
(e) Laboratorio de Mecánica de Suelos y Tecnología de Materiales
UCP - Filial Tarapoto



M. Sc. Ing. Carlos Ríos Vargas
DIRECTOR GENERAL DEL LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES
UCP - Filial Tarapoto



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES

TARAPOTO - PERU

COMPRESIÓN UNIAXIAL EN ROCAS

NORMA ASTM D3148 - D2938

DATOS DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN

TESIS:

UBICACIÓN :

CERTIFICADO :

ESTRUCTURA :

FECHA :

METODO : Compresión Simple

MUESTRA : M-01

Hecho Por : Revisado Por H.S.M.

DIMENSIONES DE LA PROBETA

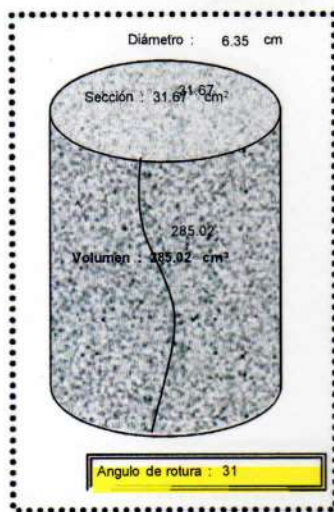
Altura :	9	cm	Diametro :	6.35	cm
Sección :	31.67	cm ²	Volumen:	285.02	cm ³

HUMEDAD

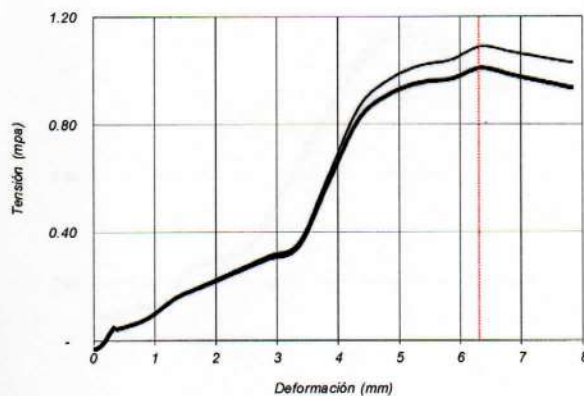
Humedad zona de rotura:	0.6	%	Humedad Probeta :	0.45	%
-------------------------	-----	---	-------------------	------	---

RESISTENCIA A COMPRESIÓN CORREGIDA

Carga :	3546	Kg	Resistencia :	111.97	kg/cm ²	Deformación :	6.32	mm
---------	------	----	---------------	--------	--------------------	---------------	------	----



Ensayo de compresión simple en rocas



Deformación : 6.32 mm

Resistencia : 112 Kg/cm²

Nota: La muestra y los datos han sido remitidos por el solicitante por lo cual no nos responsabilizamos por la extracción, colección, preparación y transporte de la muestra, las lecturas han sido registradas con lectura GDU



Heider Araujo Mego
(e) Laboratorio de Mecánica de Suelos y Tecnología de Materiales
UCP - Filial Tarapoto



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
LABORATORIO DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES
M. Sc. Ing. Caleb Rios Vargas
JEFE DE LABORATORIO DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES
UCP - Filial Tarapoto



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES
TARAPOTO - PERU

COMPRESIÓN UNIAxIAL EN ROCAS

NORMA ASTM D3148 - D2938

DATOS DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN

TESIS :

UBICACIÓN :

CERTIFICADO :

ESTRUCTURA :

FECHA :

METODO :

MUESTRA :

Hecho Por :

M - 02

DIMENSIONES DE LA PROBETA

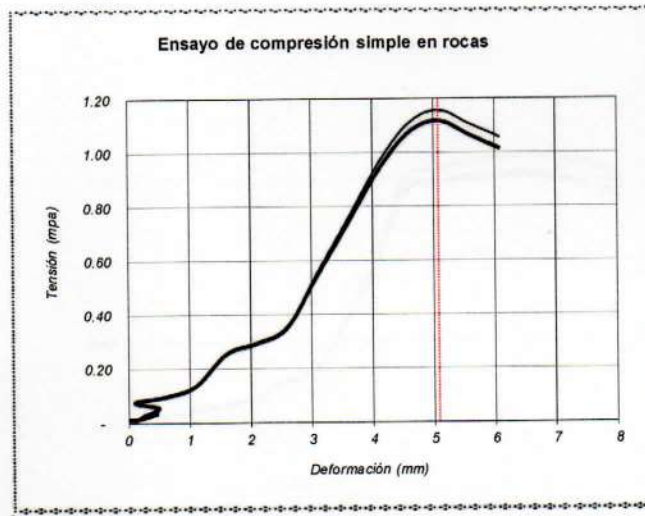
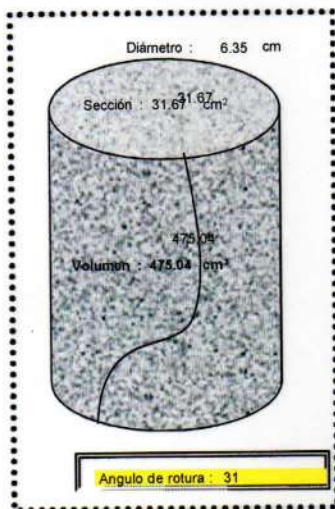
Altura :	15	cm	Diámetro :	6.35	cm
Sección :	31.67	cm ²	Volumen :	475.04	cm ³

HUMEDAD

Humedad zona de rotura :	0.3	%	Humedad Probeta :	1.92	%
--------------------------	-----	---	-------------------	------	---

RESISTENCIA A COMPRESIÓN CORREGIDA

Carga :	3650	Kg	Resistencia :	115.2539	kg/cm ²	Deformación :	5.1	mm
---------	------	----	---------------	----------	--------------------	---------------	-----	----



Deformación 5.1 mm

Resistencia : 115.2539 Kg/cm²

Nota: La muestra y los datos han sido remitidos por el solicitante por lo cual no nos responsabilizamos por la extracción colección, preparación y transporte de la muestra, las lecturas han sido registradas con lectura GDU



Helder Araujo Mego
(e) Laboratorio de Mecánica de
Suelos y Tecnología de Materiales
UCP - Filial Tarapoto



M. Sc. Ing. Caleb Rios Vargas
JEFE DE LABORATORIO DE SUELOS Y ENSAYO
DE MATERIALES
UCP - Filial Tarapoto



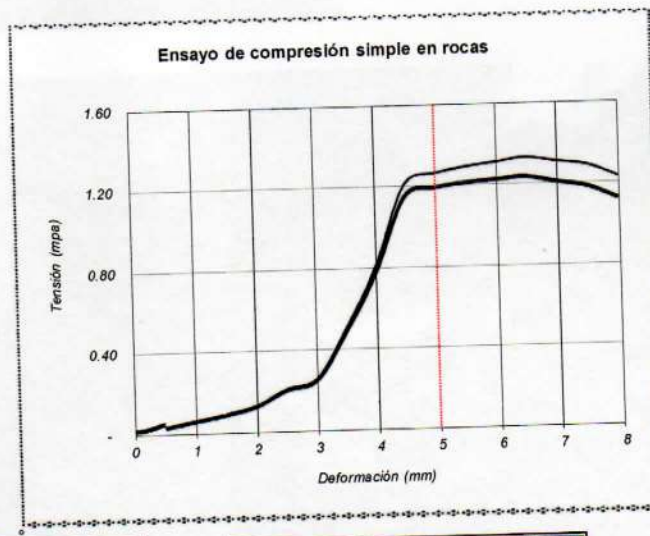
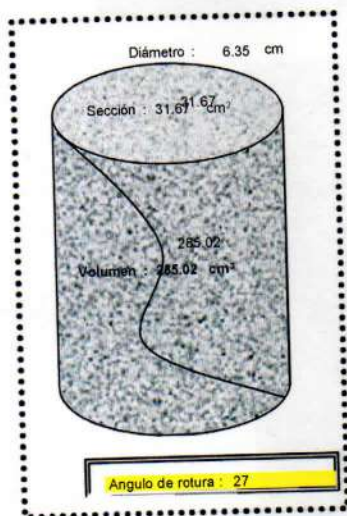
UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES
TARAPOTO - PERU

COMPRESIÓN UNIAXIAL EN ROCAS
NORMA ASTM D3148 - D2938

DATOS DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN

TESIS :

UBICACIÓN :	METODO :	M-03
CERTIFICADO :	MUESTRA :	
ESTRUCTURA :	Hecho Por :	
FECHA :		
DIMENSIONES DE LA PROBETA		
Altura :	9 cm	Dímetro : 6.35 cm
Sección :	31.67 cm ²	Volumen : 285.02 cm ³
HUMEDAD		
Humedad zona de rotura :	0.2 %	Humedad Probeta : 1.19 %
RESISTENCIA A COMPRESIÓN CORREGIDA		
Carga : 3769 Kg	Resistencia : 119.0115 kg/cm ²	Deformación : 5.01 mm



Deformación : 5.01 mm

Resistencia : 119.0115 Kg/cm²

Nota: La muestra y los datos han sido remitidos por el solicitante por lo cual no nos responsabilizamos por la extracción, colección, preparación y transporte de la muestra, las lecturas han sido registradas con lectura GDU



Helder Araujo Mego
(e) Laboratorio de Mecánica de Suelos y Tecnología de Materiales
Un. Filial Tarapoto



M. Sc. Ing. Caleb Rios Vargas
INTE. DE LABORATORIO DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES
UCP - Filial Tarapoto



Foto 01. Obtención de muestra de calicata 01.



Foto 02. Obtención de muestra de Calicata N° 02.



Foto N° 03. Ensayo de Contenido de Humedad.



Foto N° 04. Ensayo de Granulometría.



Foto n° 05. Ensayo de Carga Puntual

Foto N° 06. Ensayo de compresión uniaxial.

