

01121
60



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**
FACULTAD DE INGENIERÍA

**“TRATAMIENTOS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE LAS
EXCAVACIONES EXTERIORES DE LA CENTRAL
HIDROELÉCTRICA LOS CARACOLES,
SAN JUAN, ARGENTINA”.**

**TESIS
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
PRESENTA:**

JOSÉ LUIS HERNÁNDEZ CASTRO

**DIRECTOR DE TESIS:
ING. SERGIO HERRERA CASTAÑEDA**



MÉXICO, D.F.

2003



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/149/2001

Señor
JOSÉ LUIS HÉRNANDEZ CASTRO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. SERGIO HERRERA CASTAÑEDA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

TRATAMIENTOS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE LAS EXCAVACIONES EXTERIORES DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA "LOS CARACOLES" SAN JUAN, ARGENTINA.

- I INTRODUCCIÓN
- II ARREGLO GENERAL DE LAS OBRAS
- III UBICACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LOS TALUDES EN OBRA
- IV INGENIERÍA GEOLÓGICA
- IV ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DISEÑO DE TRATAMIENTO DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES
- V CONCLUSIONES
- VI PLANOS
- VII CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo, le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 14 de noviembre 2001.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GEB/GMP/mstg.

b

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

A mis padres:

Alicia Castro de Hernández

Y José Luis Hernández Rangel

Por su apoyo incondicional y buen ejemplo.

Y

A mi esposa Valeria León Rodríguez

Y mi hijo Luis Gerardo Hernández León

Para quienes representa un paso de importancia en nuestras vidas.

INDICE

INTRODUCCIÓN	4
OBJETIVO	8
I) ARREGLO GENERAL DE LAS OBRAS	9
II) UBICACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LOS TALUDES EN LA OBRA	10
III) INGENIERÍA GEOLÓGICA	18
1) Geología general	18
2) Geología de la boquilla del proyecto	20
3) Ingeniería geológica	29
3.1) Excavaciones a cielo abierto en la margen derecha	29
3.2) Excavaciones a cielo abierto en la margen izquierda	41
IV) ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DISEÑO DE TRATAMIENTOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES	51
1) Consideraciones de análisis	51
2) Taludes Camino a Obra de Toma	52
2.1) Análisis de los taludes	52
2.2) Diseño de los tratamientos	54
3) Taludes Excavación Plinto Margen Derecha	56

4)	Taludes Excavación Plinto Margen Izquierda y Taludes del Camino al	
	Aliviadero	57
	4.1) Análisis de los taludes	57
	4.2) Diseño de los tratamientos	59
5)	Taludes Aliviadero Embocadura	61
	5.1) Análisis de los taludes	61
	5.2) Diseño de los tratamientos	68
V)	CONCLUSIONES	71
VI)	PLANOS	72
	ANEXOS	

- ANEXO A, Programa SWEDGE para análisis probabilístico de la geometría y estabilidad de cuñas
- ANEXO B, Ejemplo de los resultados del análisis hecho con el programa SWEDGE de las cuñas probables de los taludes "1A1" y "1A3" de la embocadura del vertedor de demasías

REFERENCIAS

PAGINACION

DISCONTINUA

INTRODUCCIÓN

El desarrollo de una nación está fuertemente ligado a su disponibilidad de energía sea en la presentación que sea. Una de las principales es la eléctrica, indispensable para el desarrollo industrial, agrícola, urbano y por supuesto de la población en general, por lo cual aquel país que quiera permanecer o llegar a ser un país competitivo debe proveer de este tipo de energía a su población.

Los proyectos para riego y generación eléctrica de Los Caracoles y Punta Negra se encuentran localizados sobre el Río San Juan, en la Provincia del mismo nombre (Figs. 1 y 2), en el noroeste de la República Argentina a 1,400 km de Buenos Aires, ambos en boquillas estrechas de macizos rocosos de areniscas grauváquicas competentes situadas en la Precordillera. Tienen por objeto el almacenamiento y regulación de las aguas de deshielo provenientes de la cordillera andina para la ampliación del riego, principalmente, para los desarrollos vitivinícolas y frutales, así como la generación de energía.

Como parte fundamental del proyecto se encuentra el diseño de las excavaciones a cielo abierto cuyos taludes deberán ser diseñados tomando en cuenta las obras que integran el proyecto y a su vez, las características mecánicas de la roca, parámetros indispensables para un diseño adecuado de cada talud.

El término "deslizamiento de tierras", se ha generalizado para definir un movimiento hacia abajo de materiales que conforman a una ladera o aun talud, ya sea de roca, suelo, rellenos artificiales o la combinación de estos materiales. Los movimientos se han dividido en cuatro grupos: caídos, volteo, deslizamientos y flujos. Un deslizamiento de tierra constituye un movimiento dentro del cual ocurre una falla al esfuerzo cortante, a través de una superficie específica o una combinación de ellas.

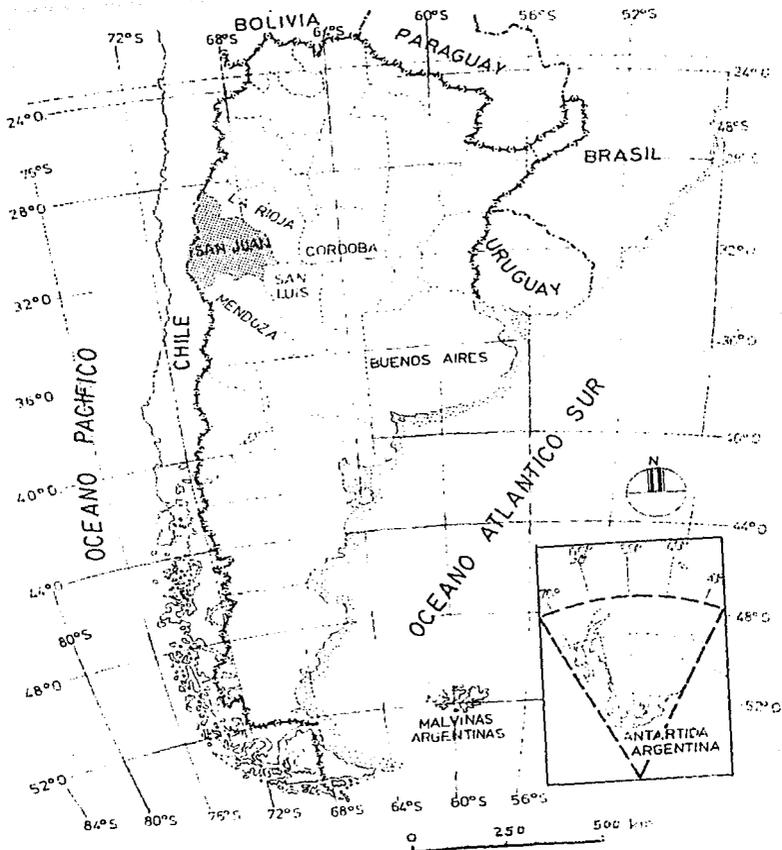


Figura 1. Localización de la provincia de San Juan, Argentina

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

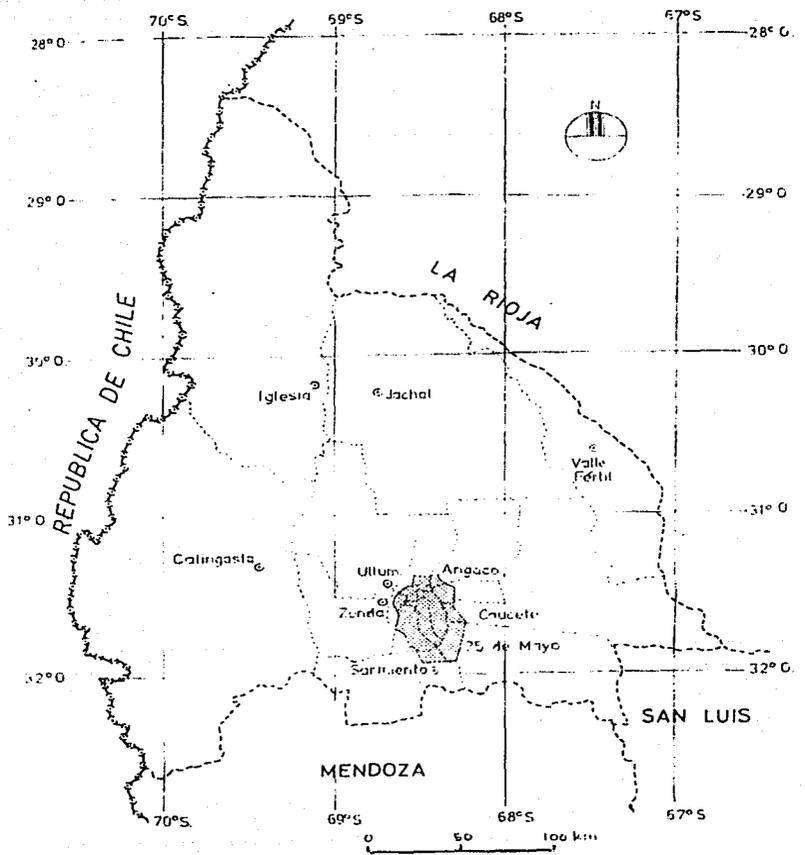


Figura 2. Localización de los proyectos Los Caracoles y Punta Negra dentro de la provincia de San Juan

Los factores naturales que pueden generar un deslizamiento son: las condiciones y características geológicas del terreno, el agua subterránea o superficial y la sismicidad de la zona, entre otros. Los factores inducidos por el hombre como son: la aplicación de cargas sobre el terreno debidas a la construcción de obras civiles y la modificación de su estado natural de esfuerzos al realizar excavaciones y cambiar la geometría del terreno, entre otros.

Cuando no se logra que un talud excavado en roca sea capaz de mantenerse estable sin riesgo de un "movimiento" se recurre al uso de algún tipo de tratamiento. Para ello se requiere de conocer entre otros datos, las características de las discontinuidades que afectan al macizo rocoso, para determinar el mecanismo de falla más probable, la subpresión generada por el agua que se infiltrará en las discontinuidades y la aceleración de los bloques o cuñas causada por un sismo. Con estos datos es posible diseñar un sistema de soporte que mantenga en su lugar las cuñas formadas, un sistema de drenaje que permita disminuir la subpresión y en ocasiones, hormigón proyectado o malla en caso de que la roca presente un alto grado de fracturamiento o intemperismo y así mantener los fragmentos de roca en el talud o bien encausarlos a zonas donde no produzcan daños a las obras civiles. Este conjunto de trabajos forman lo que comúnmente llamamos tratamiento de la roca para la estabilización de un talud.

En el caso específico de los proyectos hidroeléctricos y presas se vuelve indispensable la estabilidad de algunos cortes dada la importancia de las obras que se encuentran cimentadas en la base, en la parte alta o en el mismo cuerpo del talud.

OBJETIVO

La tesis tiene como objetivo el mostrar el procedimiento para el análisis de estabilidad y el diseño de los tratamientos de los taludes excavados en roca, necesarios para el desplante del plinto y cimentación de la cara de concreto de la presa, de los caminos de acceso a la obra de toma y el vertedor así como de los realizados para construir la embocadura o canal de llamada del vertedor de demasías del Proyecto Hidroeléctrico "Los Caracoles"

I.- ARREGLO GENERAL DE LAS OBRAS

En la figura 3 se presenta el arreglo general de las obras.

La **Presa** será de tipo de cara de concreto y enrocamiento con una elevación de la corona de 1113.50 m.s.n.m., una altura máxima de 126 m, longitud de corona de 620 m y un volumen de materiales de 9.7 millones de m³; el embalse tendrá una capacidad de 5.65 millones m³.

La **Obra de Desvío** será en túnel con sección tipo portal con un área de 70 m² y una longitud de 700 m, se localizará en la margen derecha aproximadamente a la elevación 985 m.s.n.m..

El **Allivadero o Vertedor de demasías** se encontrará alojado en la margen izquierda. Estará compuesto de 2 túneles con sección tipo portal, área de 66 m² y una longitud de 280 m cada uno, diseñados para un gasto máximo de 3,216 m³/s, la sección de control contará con 2 compuertas radiales con un área de 170 m² cada una y una elevación de la cresta vertedora de 1,093 m.s.n.m.

Las **Obras de Generación** se localizarán en la margen derecha. Estarán constituidas por una obra de toma, un túnel de conducción de 2.75 m de diámetro 1450 m de longitud, un pozo de oscilación de 15m de diámetro y una altura de 82 m, una tubería de presión de 250 m de longitud y la central hidroeléctrica con dos turbinas tipo Francis para un caudal nominal por unidad de 45 m³/s y un salto neto de 150 m. Esto dará como resultado una potencia nominal por unidad de 62.6 Mw. y una producción neta anual de 515 Gwh/año.

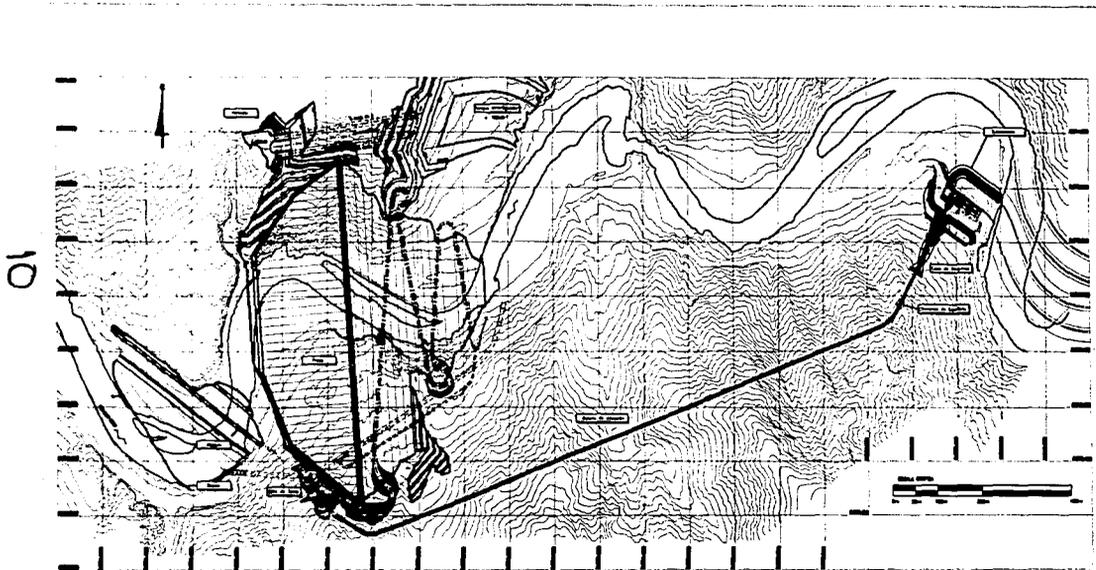


Figura 3. Arreglo general de las obras.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El arreglo de las obras se obtuvo mediante múltiples optimizaciones hasta que se encontró la ubicación con mayores ventajas técnicas y económicas para cada una de las estructuras.

Con base en este arreglo se dividieron las excavaciones a cielo abierto en cinco grandes grupos que son:

- Excavaciones del plinto margen derecha y del camino a obra de toma.
- Excavaciones del plinto margen izquierda y del camino al vertedor de demasías.
- Excavación de la embocadura del vertedor de demasías.
- Excavación para la desembocadura del vertedor.
- Excavación para las obras de generación.

Este trabajo de tesis se enfoca a la estabilidad de los taludes localizados en la cortina y la embocadura del vertedor de demasías, por lo que los taludes correspondientes a las excavaciones de las obras de generación y la desembocadura del vertedor no se incluyen en esta tesis.

Como se puede apreciar en la figura 3, la zona con los taludes de mayor importancia, tanto por su altura como por las obras a las cuales dan cabida, son los de la embocadura y la desembocadura del vertedor. Estos taludes se excavarán en roca con baja velocidad de onda sísmica lo cual representará en términos generales menor resistencia y un fracturamiento de la misma de mayor intensidad, por ende, se requerirá de una mayor cantidad de tratamiento y soporte para lograr su completa estabilización.

Los taludes que requerirán un menor soporte son los que se localizarán por debajo del N.A.M.I.N.O. (Nivel de aguas mínimo de operación) aguas arriba de la cortina. Estos cortes darán cabida al desplante del plinto de la cortina y permanecerán bajo agua una vez llenado el embalse por lo tanto el soporte será de carácter temporal para el periodo de construcción.

II.- UBICACION Y CLASIFICACIÓN DE LOS TALUDES EN LA OBRA

Como se anotó antes, en este trabajo se estudia únicamente lo referente a los taludes que se excavarán para desplantar el plinto de la presa en ambas márgenes y los de la embocadura del vertedor de demasías.

Los criterios para dividir y clasificar los taludes de la obra se basan en las siguientes características:

- a) Geología, es esta quizá la característica más importante de un excavación a cielo abierto, ya que está directamente asociada a las propiedades mecánicas del terreno.
- b) Orientación, es una de las características más importantes de un talud excavado en roca, ya que de esta depende la interacción que tenga con los diversos sistemas de discontinuidades que existen en el macizo rocoso, es necesario resaltar que tanto la orientación como la inclinación del talud son características geométricas que permiten realizar diseños más económicos, ya que representan únicamente un volumen de excavación.
- c) Localización, depende de la importancia de las obras que se encuentran asociadas al talud.
- d) Altura, el talud adquiere mayor importancia conforme se incrementa su altura, ya que los bloques de roca que potencialmente pueden deslizar son de mayor tamaño.
- e) Localización del talud respecto al nivel del embalse, esta característica refleja esencialmente dos aspectos:
 - 1°. Condiciones de saturación que tendrá la roca.
 - 2°. Taludes que estarán sometidos a vaciado rápido.

A continuación se presenta la clasificación adoptada de los taludes en esta obra:

Margen Derecha - Camino a obra de toma y desplante del plinto (Figura 4).

- Talud 1: E - W / 63° N, (63° / 000°)*, se localizará a su pie el camino a la obra de toma, tendrá hasta 15m de altura y estará localizado por arriba del NAMO.
- Talud 2: E - W / 76° N, (76° / 000°)*, se localizará a su pie el talud 1, tendrá hasta 30m de altura y estará localizado por arriba del NAMO.
- Talud 3: NW 63° SE / 63° NE, (63° / 027°)*, se localizará a su pie el camino a la obra de toma, tendrá hasta 15m de altura y estará localizado por arriba del NAMO.
- Talud 4: NW 63° SE / 76° NE, (76° / 027°)*, se localizará a su pie el talud 3, tendrá hasta 15m de altura y estará localizado por arriba del NAMO.

*Intensidad del echado y rumbo azimutal de echado.

Margen Izquierda - Camino a vertedor y desplante del plinto (Figura 5).

- Talud 1 : NE 52 SW / 63° SE, (63° / 142°)*, se localizará a su pie el plinto de margen izquierda, tendrá hasta 120m de altura con 4 bermas intermedias y estará localizado por abajo del NAMO.
- Talud 2A : E - W / 63° S, (63° / 180°)*, se localizará a su pie el plinto de margen izquierda, tendrá hasta 65m de altura con 2 bermas intermedias y estará localizado por abajo del NAMO.
- Talud 2B : E - W / 63° S, (63° / 180°)*, se localizará intermedio el camino de acceso al vertedor, tendrá hasta 60m de altura con el camino y una berma intermedias y estará localizado por arriba del NAMO.
- Talud 3: NW 65° SE / 63° SW, (63° / 205°)*, se localizará a su pie el camino de acceso al vertedor, tendrá hasta 40m de altura con una berma intermedia y estará localizado por arriba del NAMO.

*Intensidad del echado y rumbo azimutal de echado.

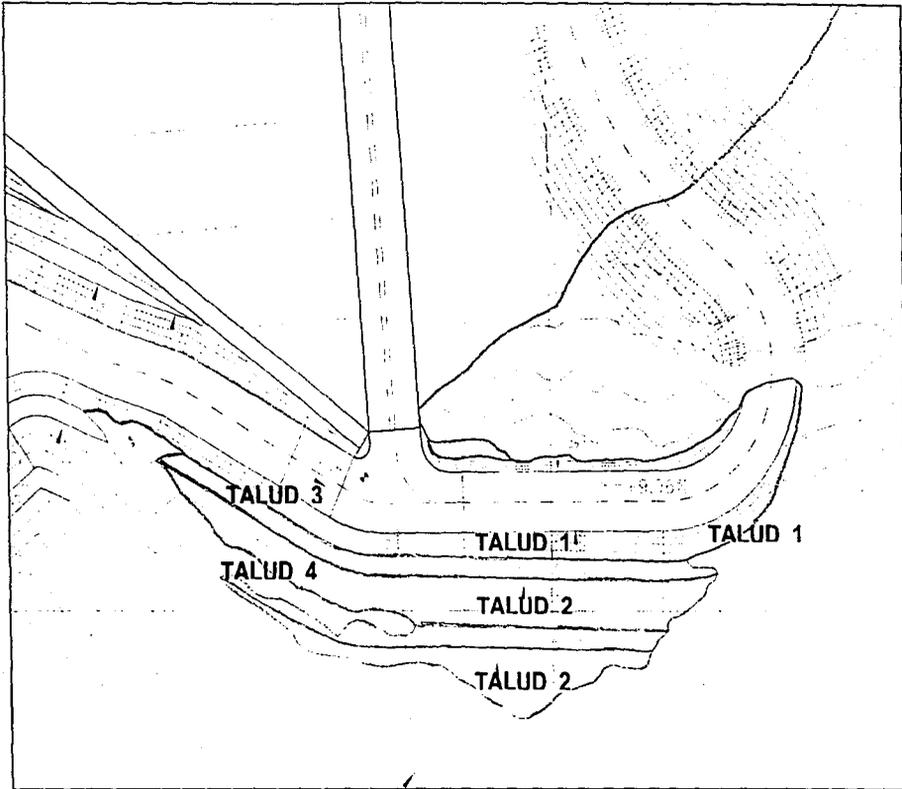
Vertedor – Embocadura (Figura 6).

- Talud 1A1: NW 08° SE / 45° SW, (45° / 262°)*, corresponde con la parte más alta del talud frontal de la embocadura, tendrá 30m de altura y estará localizado por arriba del NAMO.
- Talud 1A1': NW 49° SE / 40° SW, (40° / 221°)*, será el complemento del talud 1A1, tendrá 25m de altura y estará localizado por arriba del NAMO.
- Talud 1A2: NW 08° SE / 50° SW, (50° / 262°)*, Será la zona media alta del talud frontal de la embocadura, tendrá 25m de altura y estará localizado por arriba del NAMO.
- Talud 1A2': NW 08° SE / 50° SW, (50° / 262°)*, será la zona media baja del talud frontal de la embocadura, tendrá 15m de altura y estará localizado por arriba del NAMO.
- Talud 1A2'': NW 08° SE / 50° SW, (50° / 262°)*, será la zona frontal más baja del talud (portales de los túneles en la embocadura), tendrá 20m de altura y estará localizado por arriba del NAMO.

- Talud 1A2''': NW 08° SE / 50° SW,(50° / 262°)*, será la zona frontal intermedia entre los dos taludes 1A2'' de los portales de la embocadura, tendrá 7m de altura y estará localizado por arriba del NAMO.
- Talud 1A3: NW 08° SE / 45° SW,(45° / 262°)*, será la zona frontal más baja del talud frontal de la embocadura, a su pie estará el camino de acceso al vertedor, tendrá 35m de altura y estará localizado por arriba del NAMO.
- Talud 2: NE 82° SW / 63° SE,(63° / 172°)*, será parte de la zona lateral izquierda, tendrá intermedio el camino de acceso al vertedor y 2 bermas, tendrá 30m de altura por debajo del camino y 22m por arriba y estará localizado por arriba del NAMO.
- Talud 3: NW 48° SE / 63° SW,(63° / 222°)*, será parte de la zona lateral izquierda, tendrá intermedio el camino de acceso al vertedor y 2 bermas, tendrá 30m de altura por debajo del camino y 22m por arriba y estará localizado por arriba del NAMO.
- Talud 4: NE 82° SW / 63° NW,(63° / 352°)*, será parte de la zona lateral derecha, tendrá intermedia 1 berma, tendrá 15m de altura y estará localizado por arriba del NAMO.
- Talud 5A: NW 86° SE / 53° SW,(53° / 184°)*, será el complemento lateral izquierdo del talud 1A3, a su pie estará el camino de acceso al vertedor, tendrá 35m de altura y estará por arriba del NAMO
- Talud 5B: NW 86° SE / 60° SW,(60° / 184°)*, será el complemento lateral izquierdo de los taludes 1A2 y 1A2', tendrá 35m de altura y estará por arriba del NAMO
- Talud 5C: NW 86° SE / 60° SW,(60° / 184°)*, será el complemento lateral izquierdo del talud 1A1', tendrá 35m de altura y estará por arriba del NAMO

*Intensidad del echado y rumbo azimutal de echado.

Esta clasificación de los taludes permitió realizar los análisis de estabilidad, el diseño de las excavaciones y de los tratamientos en forma más expedita ya que se conocía con detalle la geología de cada zona y sus características de análisis para cada uno de ellos como el valor de coeficiente sísmico de diseño y el empuje hidrostático.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 4. Localización de los tipos de taludes en la excavación del plinto margen derecha y camino a obra de toma

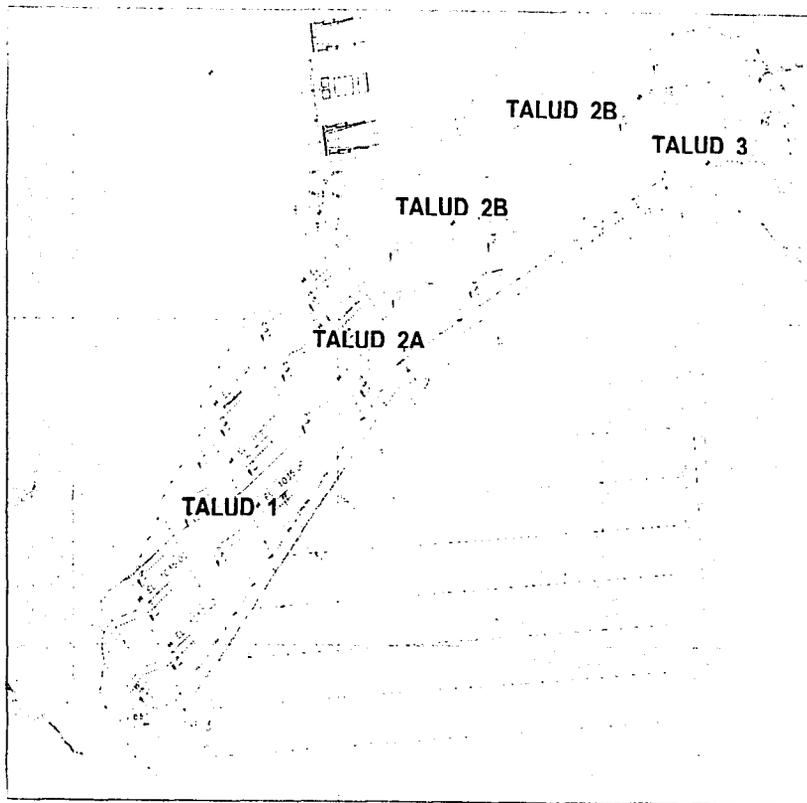


Figura 5. Localización de los tipos de taludes en la excavación del plinto margen izquierda y camino al aliviadero

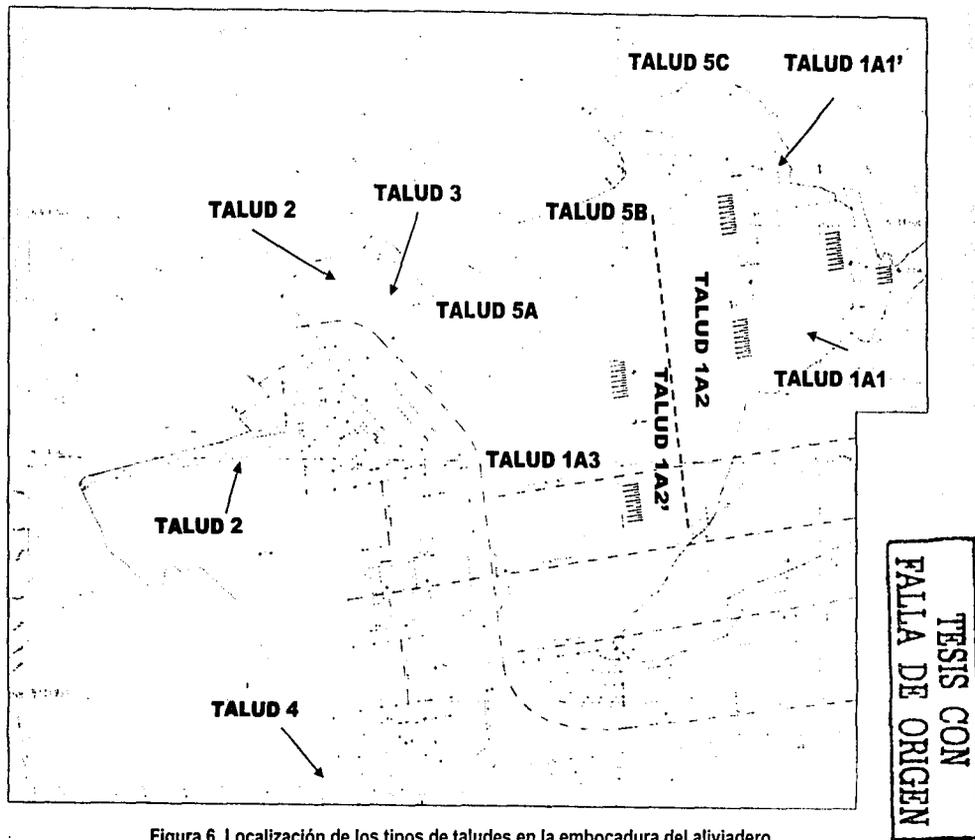


Figura 6. Localización de los tipos de taludes en la embocadura del aliviadero

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

III.- INGENIERÍA GEOLÓGICA

III.1.- GEOLOGÍA GENERAL

Geología Estructural de las Provincias de San Juan

La región donde se localiza la zona del proyecto dentro del territorio San Juan ha sido dividida en seis provincias geológicas (Figura. 7), a saber: Sierras Pampeanas, Cuenca de Bermejo (llanura intermontana), Precordillera (Oriental, Central y Occidental), Valles Intermontanos, Cordillera Frontral y Cordillera Principal (Baldís y otros; en Bordonaro, Ed., 1990).

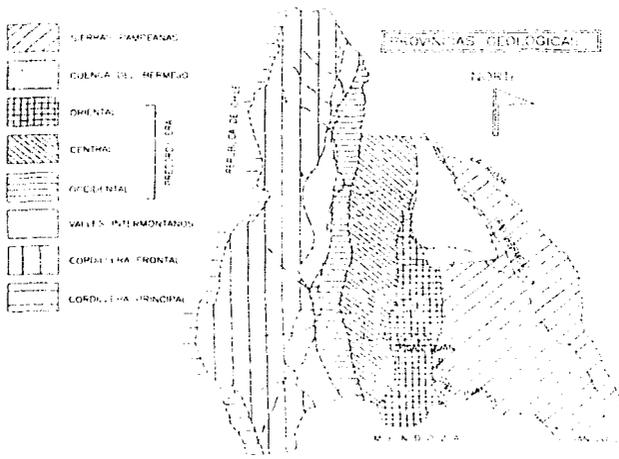


Figura 7. Provincias geológicas de San Juan (después de Baldís y otros, 1990)

En la provincia geológica Precordillera se localiza el proyecto "Los Caracoles", fue definida por Bodenbender (1902) y posteriormente se subdividió en 3 unidades: Oriental, Central y Occidental. En forma general se caracteriza por fallas inversas orogenéticas de gran latitud y con vergencias principalmente al Este, en rocas de origen marino y deltaico del Paleozoico, con escaso desarrollo del Triásico continental y Terciario continental. El largo fallamiento inverso de tendencia N-S, sigue un curso zigzagante debido a la influencia de levantamientos intrusivos terciarios y por el desplazamiento de fallas de cizalla principalmente con dirección NW-SE.

Las subprovincias de la Precordillera Central y Occidental fueron sugeridas por Roller; y Baldi (1969). La Central se desarrolla desde La Rioja, internándose en las sierras de la Batea, Pasleam, Negra, de Perico, La Chilca, Los Pozos, Mozotes Azules, Hualilán, del Sapo, Talacasto, Invernada, Mozotes de la Cortadera, del Indio, de la Dehesa, Pachaco, Bachonzo, Alta de Zonda, terminando hacia el sur en una serie de cuchillas escalonadas entre los ríos Acequión y del Agua. En la sierra anteriormente subrayada reside el proyecto Los Caracoles, en su cruce con el Río San Juan.

III.2.- GEOLOGÍA DE LA BOQUILLA DEL PROYECTO

Estratigrafía

La boquilla Los Caracoles, entendiéndola como la zona encañonada desde la cañada del Carbón hasta la zona de Casa de Máquinas y canal de restitución (Figura 8), comprende un grueso paquete de areniscas tipo grauvacas y lutitas esquistosas de la Formación Punta Negra (Dms PN), limitada al W por el paquete suave de las lutitas y areniscas del Grupo Paganzo (CgP) y al E por otra zona de sedimentos suaves y arcillosos de la Fm. Talacasto (DiTal) y sobreyacidos por la Fm. Tambolar (SiTam); estas rocas presentan una cobertura potente de depósitos de talud, flujos de escombros, sedimentos lacustres en sus laderas y de aluvión en el cauce y terrazas.

Geología Estructural

Tal como se puede observar en la Figura 8 y en las secciones geológicas de la Figura 9, el paquete de areniscas de la formación Punta Negra se encuentra entre dos intrusivos someros (el del Alto San Juan y el Domo Punta Negra), hallándose en una hondonada estructural que fue sujeta a mayor deformación que en las zonas altas y es por ello que en su parte media se observan una serie de anticlinales y sinclinales, recostados e intensamente intraplegados en sus horizontes más arcillosos. Presenta también fallas de sobrecorrimiento mayores e innumerables menores (imbricaduras). La presencia de dos fallas normales (fallas "F-2" y "F-3") limitan la zona central más débil de este paquete. Es así como quedan definidas tres zonas estructurales en la zona de la boquilla, que de aguas arriba hacia aguas abajo serían: un primer tercio de sobrecorrimientos moderados y suave plegamiento a manera de flanco de un anticlinal con capas fuertemente buzantes hacia el W; un segundo tercio, o tercio medio muy deformado, ya antes descrito y un último tercio, nuevamente de sobrecorrimientos moderados, con buzamientos más o menos homogéneos hacia el Oeste y afectado por fallas de cizalla y por una serie de fallas normales.

21

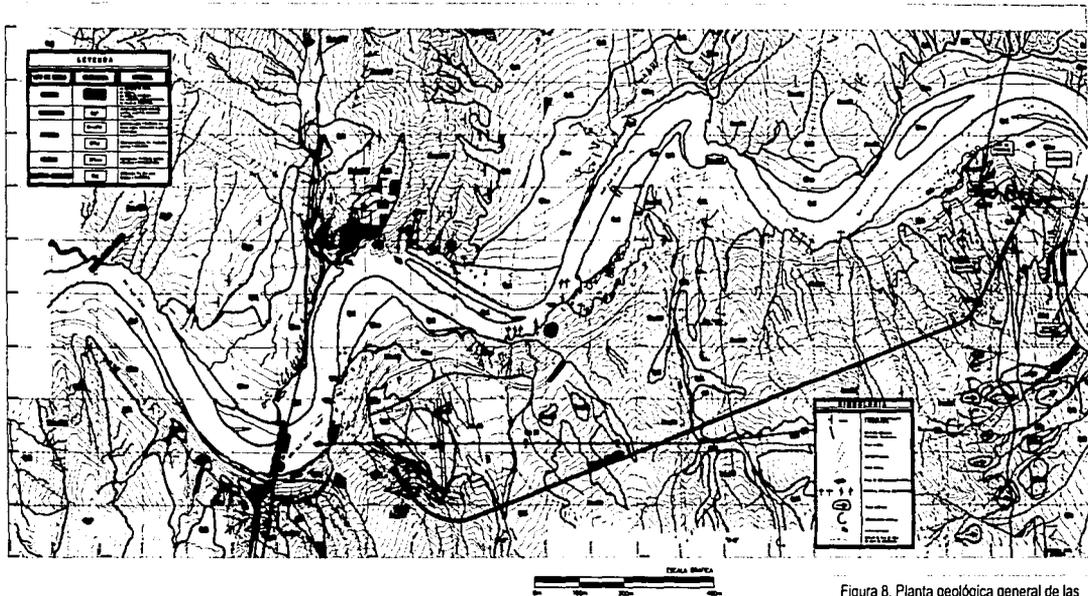


Figura 8. Planta geológica general de las obras.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En el extremo Oriental de la formación Punta Negra después de el contacto con la Fm. Talacasto, se presenta una serie de pliegues menores y sobrecorrimientos subhorizontales en la suave formación de lutitas, que incluyen también a la Fm. Tambolar culminan en las calizas de la Fm. San Juan, por donde corre la falla regional inversa de Sasito (Sistema Maradona – La Dehesa). Todo el conjunto litológico se ve afectado por fallas de cizalla subverticales, con orientación principalmente NW-SE y E-W, asociado en su origen al sistema de fallas inversas de orientación N-S.

Presa

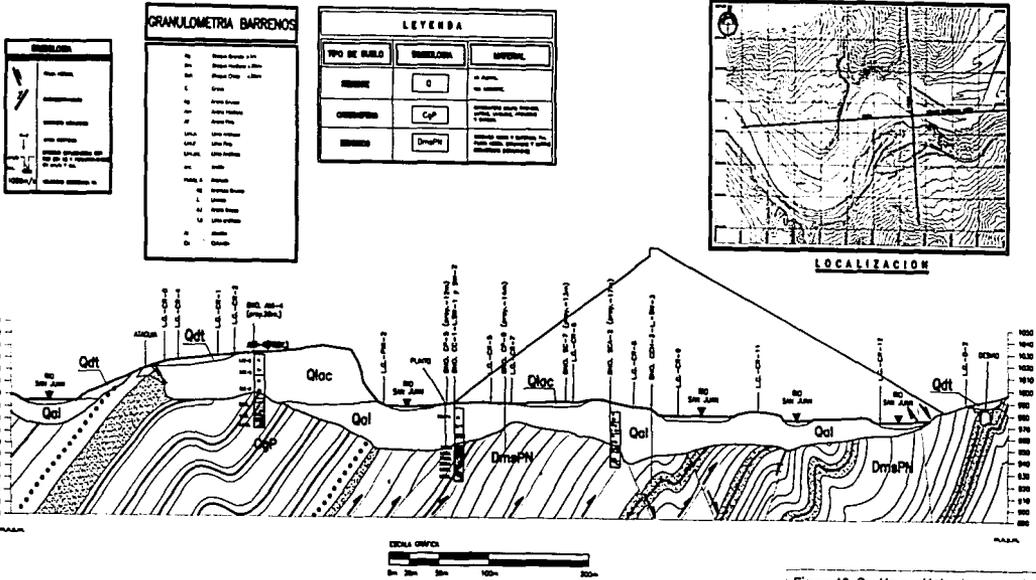
Con base en la descripción anterior de las condiciones geológico-estructurales generales de la boquilla del proyecto, todo el basamento rocoso donde se desplantará la presa queda en el primer tercio estructural, correspondiente al flanco de un anticlinal suave solo afectado por 7 a 8 sobrecorrimientos inversos principales con escasos micropliegues menores y suaves. Aunque la roca intacta es de muy buena calidad y de baja permeabilidad, la decompresión de las laderas en algunas zonas es intensa y profunda, con velocidades de onda sísmica compresional V_p de 2200 m/s hasta 40 m, sobre todo en la parte superior de la margen izquierda; Figuras 10 y 11.

En margen izquierda y aguas arriba de la presa solo se observa un fuerte remanente de depósitos lacustres, que preservó una acumulación importante de depósitos de talud. En la margen derecha, se preservó una terraza aluvial ó paleocauce, debida probablemente, al hundimiento provocado por una falla normal de rumbo NE - SW con buzamiento al sur, esta terraza a su vez cubierta por depósitos lacustres y de talud.

Vertedor de demasías

El vertedor de demasías se localiza en la parte superior de la ladera izquierda, ver Figura 12 y 13. El macizo rocoso en la formación Punta Negra, tiene características estructurales muy homogéneas, la estratificación es monótona en rumbo NW 30° a 12° SE, solo variando su buzamiento de 60° a 45° al SW, de aguas arriba hacia aguas abajo; el macizo rocoso está afectado por 8 sobrecorrimientos principales y por lo menos 4 fallas normales y de cizalla de rumbo NW - SE y NE - SW y con buzamientos hacia aguas abajo.

24



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Como se puede observar de las secciones de la figura 13, en la excavación del canal de llamada habrá que remover depósitos de talud, para llegar a la zona de cimentación de las pilas y el cimacio del vertedor, donde la roca alterada se tendrá que consolidar. Los cortes proyectados para las embocaduras o portales de los túneles vertedores quedarán en roca de mejor calidad.

Sismicidad

La zona donde se construirá el proyecto a sido considerada como de alta sismicidad, esto debido a la cercanía de fallas activas. Por lo que el coeficiente de aceleración utilizado para el diseño de las estructuras de la obra se ha establecido como sigue:

$S = 0.50$ según el criterio del TMC (Temblor Máximo Creíble), para todas las estructuras que sean de importancia para la integridad y seguridad general del proyecto, por ejemplo: el vertedor de demasías, el camino de acceso del vertedor y la presa, por mencionar algunos.

$S = 0.26$ según el criterio del TBO (Temblor Básico de Operación), para las estructuras restantes.

Agua Subterránea

El proyecto se encuentra en una zona árida de muy baja precipitación pluvial, en donde la mayoría del agua superficial y subterránea proviene del deshielo de la cordillera. Debido a esto no hay nivel freático en las laderas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III.3.- INGENIERÍA GEOLÓGICA

III.3.1.- Excavaciones a cielo abierto en la margen derecha

Las excavaciones a cielo abierto que se realizarán en la margen derecha comprenden las siguientes partes del proyecto "Los Caracoles":

- Talud del camino de acceso a la obra de toma (planos TS-HC-001 y TS-HC-002)
- Taludes para el despiante del plinto (plano TS-HC-003)

Como se observa en los planos, los taludes presentan dos orientaciones principales:

Talud 1: E - W / 63° N,	(63° / 000°)*
Talud 2: E - W / 76° N,	(76° / 000°)*
Talud 3: NW 63° SE / 63° NE,	(63° / 027°)*
Talud 4: NW 63° SE / 76° NE,	(76° / 027°)*

*Intensidad del echado y rumbo azimutal de echado.

Litología

Las excavaciones se realizarán en areniscas, subgrauvacas y lutitas de la formación Punta Negra (Dv), con un peso volumétrico promedio de $\gamma=2.6 \text{ ton/m}^3$ y una resistencia a la compresión uniaxial que varía de 1,000 a 1,400 kg/cm². Referencia 1.

Las areniscas se presentan en estratos con espesor variable entre 0.40 y 2.0 m, intercalados por lutitas de estratificación fina y que vienen en paquetes de espesores entre 0.5 y 1.0 m, esporádicamente se observan paquetes más gruesos.

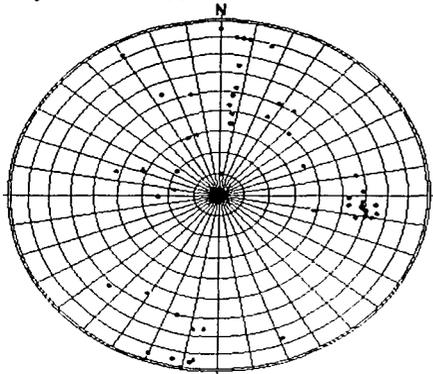
La parte superficial del terreno está intemperizada y las discontinuidades en esta zona se observan abiertas o relajadas, por comparación con otras zonas estudiadas la velocidad de onda de compresión en la roca es del orden de 1300 m/s, el espesor de roca en estas condiciones es de aproximadamente 5.0m; por debajo de este espesor la roca se muestra sana pero relajada con velocidad de onda de compresión del orden de 2000 m/s.

Discontinuidades

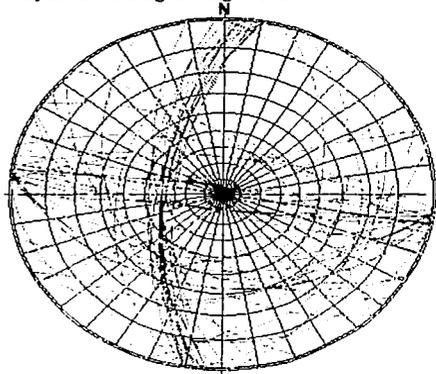
Análisis Estereográfico

Del levantamiento geológico de las discontinuidades en esta margen derecha se elaboraron las gráficas polar, de círculos mayores y la estadística, con el objeto de determinar los sistemas de fracturamiento.

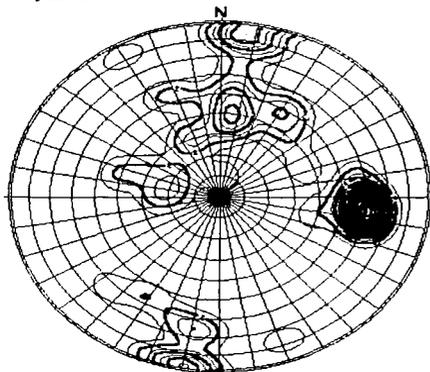
Proyección Polar General



Proyección Ciclográfica general



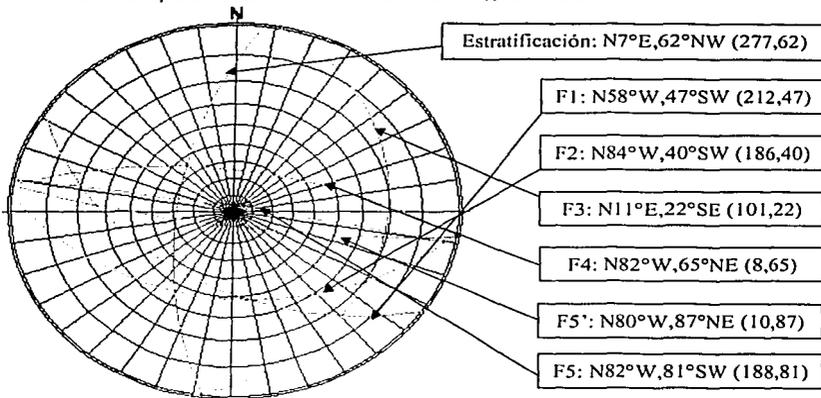
Proyección Polar



Projection	Schmidt (Equal Area)
Number of Sample Points	36
Mean Lincation Azimuth	27.7
Mean Lincation Plunge	41.7
Great Circle Azimuth	247.1
Great Circle Plunge	53.9
1st Eigenvalue	0.586
2nd Eigenvalue	0.386
3rd Eigenvalue	0.19
LW (E1 / E2)	0.581
LW (E2 / E3)	0.476
(LW(E1/E2)) / (LW(E2/E3))	1.032
Spherical variance	0.4252
Kbuc	0.2743

ANÁLISIS CON
FALLA DE ORIGEN

A continuación se presenta la Proyección Ciclográfica de los sistemas de las discontinuidades que se localizan en el área de las excavaciones:



La estratificación es la discontinuidad más importante en el macizo rocoso, por su persistencia, presenta un buzamiento variable de 50° a 70° con rumbo azimutal de echado de 277° en promedio. La estratificación presenta plegamientos asociados a fallas inversas de carácter local (imbricaduras). Para fines de los análisis de estabilidad se consideró un echado promedio de la estratificación de 62°.

De acuerdo con el análisis de fracturamiento de la margen derecha, referencia 1, se tienen presentes cinco sistemas de fracturamiento en el macizo rocoso, aparte de la estratificación los cuales se anotan en la Tabla 1:

TABLA 1. Características de orientación, continuidad y rugosidad de los sistemas de fracturamiento de la margen derecha

Sistema Estratificación	Orientación*	Continuidad (m) > 100 Muy alta persistencia	Rugosidad Planos poco rugosos y con espejos de fricción
F1	47°/212°	15 Alta persistencia	Planos lisos
F2	40°/186°	15 Alta persistencia	Planos lisos con movimiento
F3	22°/101°	2 a 5 Persistencia media	Perpendicular a la estratificación, planos lisos
F4	65°/008°	8 a 10 Persistencia media	Planos lisos
F5	81°/188°	15	Planos lisos
F5'	87°/010°	Alta persistencia	

*Intensidad del echado y rumbo azimutal de echado.

A partir de la proyección Ciclográfica general se identificaron los sistemas de discontinuidades que combinados en parejas forman cuñas y cuya línea de intersección buza hacia la excavación representando un problema potencial de estabilidad:

Talud 1:	Estratificación y F4 F1 y F4 F1 y F5'
Talud 2:	F1 y F4
Talud 3:	F3 y F4 F3 y F5 F3 y F5'
Talud 4:	F3 y F4 F3 y F5 F3 y F5'

Características de las discontinuidades

Con el objeto de establecer un valor de resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades y del tamaño de las cuñas máximas que se pueden formar, se presenta la descripción de las características de las discontinuidades que influyen en estos parámetros.

- Relleno

Las discontinuidades que están afectando al macizo rocoso de la margen derecha no contienen rellenos arcillosos y su contacto por lo general es roca – roca, excepto en los planos de fallamiento inverso donde se llega a encontrar material fino de pequeño espesor producto del cizallamiento entre los bloques.

Las discontinuidades por lo general no están cementadas y tampoco contienen rellenos de tipo carbonatado que puedan darle un grado de cohesión al plano de falla.

- Alteración de la superficie de la discontinuidad

Cerca de la superficie las discontinuidades muestran una pátina de óxido de hierro que representa un grado incipiente de alteración de la superficie de la discontinuidad. En general la influencia de esta pátina en la resistencia al corte a lo largo del plano de falla es mínima, ya que afecta solo la parte superficial de la discontinuidad.

- Rugosidad

La rugosidad en las discontinuidades se analiza en dos escalas Tablas 4a y 4b, Referencia 2, a escala pequeña que comprende solo unos centímetros a lo largo de la discontinuidad y a escala intermedia que comprende varios metros ya dentro del macizo rocoso. Las descripciones de rugosidad observadas en los sistemas de fracturamiento y que se anotan en la Tabla 1 corresponden a la escala pequeña, aproximadamente de muestras de 50 cm de longitud.

Para el caso de la rugosidad de campo, de escala intermedia y que es la que más influencia tiene en la resistencia al esfuerzo cortante se tienen las siguientes descripciones:

Estratificación

Los planos están caracterizados por presentar superficies con espejos de fricción y estrías de corrimiento (slickensided) de tipo ondulado liso.

A mayor escala, las variaciones en el echado de las capas representan la rugosidad de campo más importante, sin embargo, para el tamaño de los bloques o cuñas que se analizaron esta rugosidad no alcanza a influir en las propiedades de resistencia del plano de estratificación.

Discontinuidades de origen tectónico, F1, F3, F4, F5 y F5'

Las superficies de estos planos no presentan desplazamiento y en general son de tipo plano rugoso. Sin embargo las superficies del sistema F2 si presentan desplazamiento y se les clasificó como de tipo plano liso.

- Continuidad o persistencia

En la Tabla 1 se han anotado las características de persistencia de los sistemas de fracturamiento que afectan la masa de roca en la margen derecha.

- Resistencia de la pared

La resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad es un componente importante en la resistencia al esfuerzo cortante, especialmente cuando el contacto es roca - roca como es el caso de las discontinuidades del proyecto.

La evaluación de este parámetro se realizó mediante la prueba de índice manual, Tabla 5, Referencia 2.

Para la estratificación, en donde no existen planos de deslizamiento inverso, el contacto es roca - roca clasificándola como de grado R4 (roca dura) con resistencia a la compresión uniaxial aproximada entre 50 y 100 Mpa. En superficies que muestran corrimiento o espejos de fricción la clasificación fue de grado R2 (roca débil), con una resistencia estimada a la compresión uniaxial entre 5 y 25 Mpa.

Para las discontinuidades de origen tectónico F1, F3, F4, F5 y F5', la clasificación fue de grado R4, mientras que para las superficies del sistema F2, fue de grado R3 debido a que estas últimas presentan un pequeño desplazamiento.

- Apertura

La separación perpendicular entre las paredes de la discontinuidad se conoce como apertura y es un factor que influye en su resistencia al esfuerzo cortante, Tabla 7, Referencia 2.

Aunque superficialmente los planos de estratificación y de fracturamiento se muestran con cierta apertura, solo está presente en los primeros metros del espesor de roca cercano a la superficie, donde la relajación del terreno ha sido más notable. Por abajo del espesor de roca relajada, que se limita a 5 m, las discontinuidades se muestran en general bien cerradas, con menos de 0.1 mm de separación.

Evaluación de la resistencia la esfuerzo cortante en las discontinuidades.

Se empleó el criterio de Barton, Referencia 3, para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades cuyo contacto es roca - roca:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \left(\phi_b + \operatorname{JRC} \cdot L \operatorname{Log}_{10} \frac{\sigma_1}{\sigma_n} \right) \text{ donde } : \phi = \phi_b + \operatorname{JRC} \operatorname{Log}_{10} \frac{\sigma_1}{\sigma_n}$$

Donde:

- ϕ ángulo de fricción de la discontinuidad
- ϕ_b ángulo de fricción básico de la roca
- JRC coeficiente de rugosidad de la discontinuidad
- σ_j resistencia de la roca en la pared de la discontinuidad
- σ_n esfuerzo normal promedio que esta actuando en la discontinuidad

En la Tabla 2 se muestran los valores de los parámetros empleados en la determinación del valor ϕ .

Tabla 2. Resumen de características de las discontinuidades y ángulo de fricción determinado con el criterio de Barton

Discontinuidad	ϕ_b (básico) (1) y (4)	Rugosidad	JRC (2)	Condición de pared (3)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_n (kg/cm ²)	Apertura (mm) (5)	ϕ
F1	27°	Plana lisa	2	R4	750	1.2 a 5.0	0.1 Cerrada	31.4° 32.6°
F2	27°	Plana lisa	3	R3	750	1.2 a 5.0	0.1 Cerrada	33.5° 35.4°
F3	27°	Plana lisa	2	R4	750	1.2 a 5.0	0.1 Cerrada	31.4° 32.6°
F4	27°	Plana lisa	2	R4	750	1.2 a 5.0	0.1 Cerrada	31.4° 32.6°
F5 y F5'	27°	Plana lisa	2	R4	750	1.2 a 5.0	0.1 Cerrada	31.4° 32.6°
Estratificación con relleno muy fino de arcilla	19° a 25°	Ondulada poco rugosa	10	R2	50 a 250	1.2 a 5.0	0.1 Cerrada	35° 42°

(1). Tabla 3 (2). Tabla 4a y 4b (3). Tabla 5 (4). Tabla 6 (5). Tabla 7

En el caso de las discontinuidades F2 y F3 no se consideró que existe carbonato de calcio como material cementante; Si se tomara en cuenta esta característica, el valor del ángulo de fricción sería mayor al determinado en la Tabla 2.

Tabla 3. Valores de ángulo de fricción básico para distintos tipos de rocas (Referencia. 3)

Appraisal of Stability Conditions in Rock Slopes
BASIC FRICTION VALUES OF VARIOUS UNWEATHERED ROCKS OBTAINED FROM FLAT AND RESIDUAL SURFACES

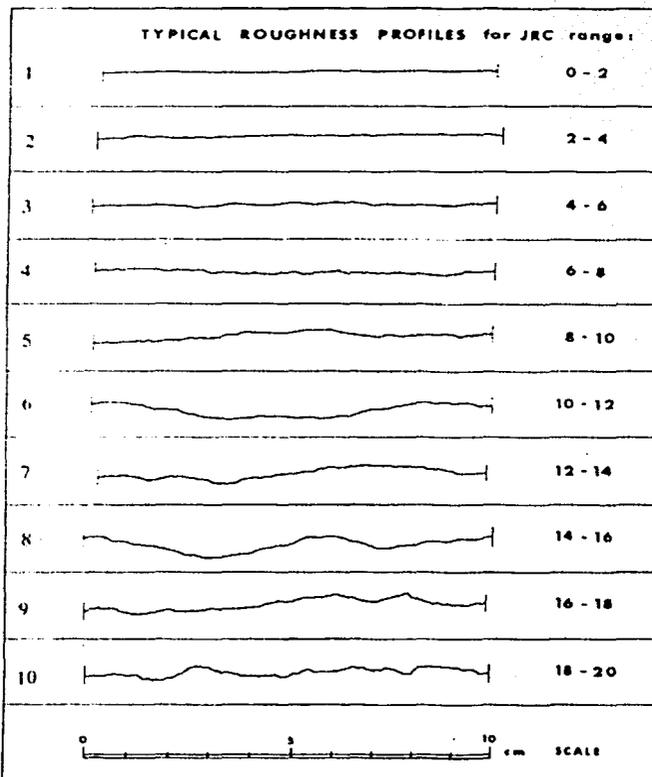
<i>Rock type</i>	<i>Moisture condition</i>	<i>Basic friction value</i>		<i>Reference</i>
		ϕ	$\tan \phi$	
<i>A. Sedimentary Rocks</i>				
Sandstone	Dry	26-35	0.49-0.70	Patton 1966
Sandstone	Wet	25-33	0.47-0.65	Patton 1966
Sandstone	Wet	29	0.55	Ripley and Lee 1962
Sandstone	Dry	31-33	0.60-0.65	Krsmanovic 1967
Sandstone	Dry	32-34	0.62-0.67	Coulson 1972
Sandstone	Wet	31-34	0.60-0.67	Coulson 1972
Sandstone	Wet	33	0.65	Richards 1973
Shale	Wet	27	0.51	Ripley and Lee 1963
Siltstone	Wet	31	0.60	Ripley and Lee 1963
Siltstone	Dry	31-33	0.60-0.65	Coulson 1972
Siltstone	Wet	27-31	0.51-0.60	Coulson 1972
Conglomerate	Dry	35	0.70	Krsmanovic 1967
Chalk	Wet	30	0.58	Hutchinson 1972
Limestone	Dry	31-37	0.60-0.75	Coulson 1972
Limestone	Wet	27-35	0.51-0.70	Coulson 1972
<i>B. Igneous Rocks</i>				
Basalt	Dry	35-38	0.70-0.78	Coulson 1972
Basalt	Wet	31-36	0.60-0.73	Coulson 1972
Fine-grained granite	Dry	31-35	0.60-0.70	Coulson 1972
Fine-grained granite	Wet	29-31	0.55-0.60	Coulson 1972
Coarse-grained granite	Dry	31-35	0.60-0.70	Coulson 1972
Coarse-grained granite	Wet	31-33	0.60-0.65	Coulson 1972
Porphyry	Dry	31	0.60	Barton 1971
Porphyry	Wet	31	0.60	Barton 1971
Dolerite	Dry	36	0.72	Richards 1973
Dolerite	Wet	32	0.62	Richards 1973
<i>C. Metamorphic Rocks</i>				
Amphibolite	Dry	32	0.62	Wallace <i>et al</i> 1970
Gneiss	Dry	26-29	0.48-0.55	Coulson 1972
Gneiss	Wet	23-26	0.42-0.49	Coulson 1972
Slate	Dry	25-30	0.47-0.58	Barton 1971
Slate	Dry	30	0.58	Richards 1973
Slate	Wet	21	0.37	Richards 1973

Note This list of data has been compiled mainly from Barton*.

A more general empirical description of peak shear strength has been suggested by Barton*:

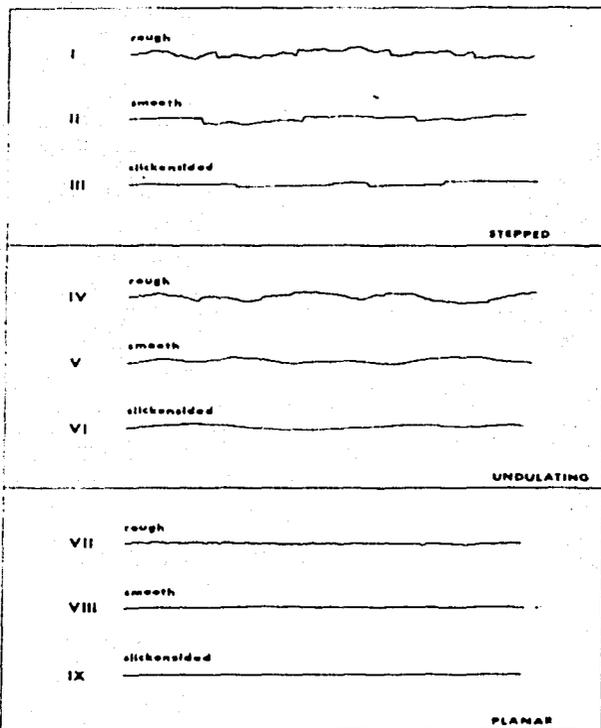
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 4a. Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities
 (Referencia. 2)
 Perfiles de rugosidad para escala de 10 cm.



**TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN**

Tabla 4b. Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities
 (Referencia. 2)
 Perfiles de rugosidad para escala de 1 a 10 m.



Typical roughness profiles and suggested nomenclature. The length of each profile is in the range 1 to 10 metres. The vertical and horizontal scales are equal.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Tabla 5. International Society for Rock Mechanics
(Referencia. 2)

Determinación empírica de la resistencia en la pared de discontinuidades (σ_i).

Grade	Description	Field identification	Approx. range of uniaxial compressive strength (MPa)
S1	Very soft clay	Easily penetrated several inches by fist	0.00-0.25
S2	Soft clay	Easily penetrated several inches by thumb	0.025-0.075
S3	Firm clay	Can be penetrated several inches by thumb with moderate effort	0.05-0.10
S4	Stiff clay	Fragile indented by thumb but penetrated only with great effort	0.10-0.25
S5	Very stiff clay	Resists indented by thumbnail	0.25-0.50
S6	Hard clay	Indented with difficulty by thumbnail	0.5-0.50
R1	Extremely weak rock	Indented by thumbnail	0.25-0.10
R2	Very weak rock	Crumbles under firm blow with point of geological hammer; can be pried by a pocket knife	1.0-1.0
R3	Weak rock	Can be pried by a pocket knife with difficulty; shallow indentations made by firm blow with point of geological hammer	2.0-2.5
R4	Medium strong rock	Cannot be scraped or pried with a pocket knife; specimen can be fractured with single firm blow of geological hammer	25-30
R4	Strong rock	Specimen requires more than one blow of geological hammer to fracture it	50-100
R5	Very strong rock	Specimen requires many blows of geological hammer to fracture it	100-150
R6	Extremely strong rock	Specimen can only be chipped with geological hammer	5-250

Grades S1 to S6 apply to clays, silts, and silty clays; silty clays and clays with silts and clays with sand generally show drainage. Discontinuities with strength will generally be characterized by grades R1-R6 rocks, while S1-S6 (clays) will generally apply to hard to soft discontinuities (see Fig. 10).

Some rounding of strength values has been made when converting to SI units.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 6. Valores de Ángulo de Fricción Máximo y Residual para Distintas Discontinuidades con Relleno (Referencia. 3)

SHEAR STRENGTH OF FILLED DISCONTINUITIES

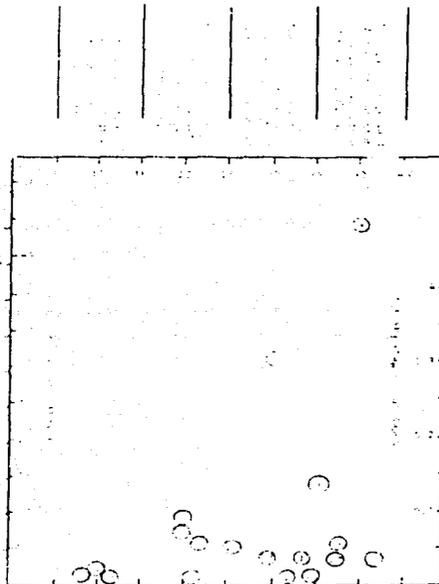
Rock	Description	Peak strength		Residual strength		Tested by
		$\sigma^1 \text{ kg/cm}^2$	ϕ°	$\sigma^1 \text{ kg/cm}^2$	ϕ°	
Basalt	Clayey basaltic breccia, wide variation from clay to basalt content.	2.4	42			Ruiz, Camargo Nidea and Niebla ¹⁰⁹ ,
Bentonite	Bentonite seam in chalk	0.15	7.5			Link ¹¹⁰
	Thin layers	0.9-1.2	12-17			Sinclair and Brooker ¹¹¹
	Triaxial tests	0.6-1.0	9-13			Sinclair and Brooker ¹¹¹
Bentonitic shale	Triaxial tests	0-2.7	8.5-29			Sinclair and Brooker ¹¹¹
	Direct shear tests			0.3	8.5	Sinclair and Brooker ¹¹¹
Clays	Over-consolidated, slips, joints and minor shears	0-1.8	12-18.5	0-0.03	10.5-16	Skepton and Petley ¹¹²
Clay shale	Triaxial tests	0.6	32			Sinclair and Brooker ¹¹¹
Clay shale	Stratification surfaces			0	19-25	Leussink and Muller-Krichbaum ¹¹³
Coal measure rocks	Clay mylonite seams, 1.0 to 2.5cm thick	0.11-0.13	16	0	11-11.5	Stimpson and Walton ¹¹⁴
Dolomite	Altered shale bed, approximately 15 cm thick.	0.41	14.5	0.22	17	Pigot and Mackenzie ¹¹⁵
Diorite, granodiorite and porphyry	Clay gouge (2% clay, $P_f = 17\%$)	0	26.5			Brauner ¹¹⁶
Granite	Clay filled faults	0-1.0	24-45			Roche ¹⁰⁵
	Weakened with sandy-loam fault filling	0.5	40			Nose ¹¹⁷
	Tectonic shear zone, schistose and broken granites, disintegrated rock and gouge.	2.42	42			Evdokimov and Sapozhnik ¹¹⁸
Greywacke	1-2mm clay in bedding planes			0	21	Droz ¹¹⁹
Limestone	6mm clay layer			0	13	Krsmanovic et al ¹²⁰
	1-2cm clay fillings	1.0	13-14			Krsmanovic & Popovic ¹²¹
	<1mm clay fillings	0.5-2.0	17-21			Selas and Uriel ¹²²
Limestone, marl and lignites	Interbedded lignite layers	0.8	38			Selas and Uriel ¹²²
	Lignite/marl contact	1.0	10			Selas and Uriel ¹²²
Limestone	Marlacous joints, 2cm thick	0	25	0	15-24	Bernat ¹²³
Lignite	Layer between lignite and underlying clay	0.14-0.3	15-17.5			Schultze ¹²⁴
Montmorillonite clay		3.6	14	0.8	11	Eurenus ¹²⁵
	8 cm seams of bentonite (montmorillonite) clay in chalk.	0.16-0.2	7.5-11.5			Underwood ¹²⁶
Schists, quartzites and siliceous schists.	10-15cm thick clay filling	0.3-0.8	32			Serafim and Guerrero ¹²⁷
	Stratification with thin clay	6.1-7.4	41			Serafim and Guerrero ¹²⁷
	Stratification with thick clay	3.8	31			Serafim and Guerrero ¹²⁷
Slates	Finely laminated and altered	0.5	33			Coates, McRorie and Stubbins ¹²⁸
Quartz/kaolin/pyroclastic	Remoulded triaxial tests	0.42-0.9	36-38			Coates, McRorie and Stubbins ¹²⁸

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 7. Valores de Apertura (Referencia. 2)

Aperture	Description	
<0.1 mm	Very tight	
0.1 - 0.25 mm	Tight	"Closed" features
0.25 - 0.5 mm	Partly open	
0.5 - 2.5 mm	Open	
2.5 - 10 mm	Moderately wide	"Gapped" features
>10 mm	Wide	
1 - 10 cm	Very wide	
10 - 100 cm	Extremely wide	"Open" features
>1 m	Cavernous	

Tabla 8. Relación entre el ángulo de fricción y el esfuerzo de cohesión en discontinuidades para el análisis de falla de taludes (Referencia 4)



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para la estratificación se consideró el caso más desfavorable en cuanto a las características del plano, esto es, se evaluó al plano de estratificación considerando un relleno muy fino de material arcilloso y una condición de alteración en la pared de tipo R2; es necesario considerar que no todos los planos de estratificación presentan la condición de fallamiento inverso aquí considerada. Debido a que el espesor es muy pequeño, se aplicó el mismo criterio de Barton para determinar la resistencia al corte, haciendo los ajustes pertinentes en los valores del ϕ básico y σ_1 .

En la siguiente tabla se comparan los rangos de ángulo de fricción obtenidos por el criterio de Barton y el propuesto para los análisis:

Tabla 9. Angulo de fricción de las discontinuidades

Discontinuidad	Criterio Barton	ϕ Promedio empleado
F1	31.4°- 32.6°	30°
F2	33.5°- 35.4°	25°
F3	31.4°- 32.6°	30°
F4	31.4°- 32.6°	30°
F5 y F5'	31.4°- 32.6°	30°
Estratificación	35.0°- 42.0°	27.5

Como se observa en este último cuadro, el valor empleado en los análisis es conservador para las discontinuidades y la estratificación.

La influencia del agua en la resistencia al corte de las discontinuidades está tomada en cuenta al haber elegido un valor de ϕ_{BASICO} obtenido en pruebas bajo condiciones saturadas (Tabla 3).

III.3.2.- Excavaciones a cielo abierto en la margen izquierda

Excavaciones para el desplante del plinto y el camino al aliviadero.

Las excavaciones a cielo abierto que se realizarán en la margen izquierda, comprenden las siguientes partes del proyecto "Los Caracoles":

- Taludes para el desplante del plinto en M. Izquierda (planos TS-HC-004 y TS-HC-005)
- Talud del camino de acceso al aliviadero (plano TS-HC-006)

Como se observa en los planos de proyecto, los taludes presentan tres orientaciones principales:

Talud 1 : NE 52 SW / 63° SE, (63° / 142°)*

Talud 2 : E - W / 63° S, (63° / 180°)*

Talud 3 : NW 65° SE / 63° SW, (63° / 205°)*

*Intensidad del echado y rumbo azimutal de echado.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Los taludes 1 son los más importantes en esta zona cuya altura total en conjunto es de 120 m aproximadamente. Esta altura está medida a partir del nivel del río, elevación 985.00 y hasta la bermas de elevación 1105.00. El corte se proyectó dejando bermas de protección a cada 25m de altura, a las cotas 1010, 1035, 1060 y 1085, cada una de 5m de ancho. El echado del talud entre bermas es de 63°.

Los taludes 2 con orientación E - W , para efectos del análisis se subdividieron en: 2A que se localizan en la parte superior de la excavación del plinto entre las cotas 1060 y 1105, este talud se analizó con 0.26g, y el 2B que se encuentra en el camino de acceso al aliviadero entre las cotas 1105 y 1115 y por arriba de este camino hasta la cota 1165 aproximadamente, para este talud el análisis se analizó con 0.50g. El echado de los cortes es de 63°.

El talud 3 corresponde con una zona localizada al E de donde se inicia el camino de acceso al aliviadero, cerca de la corona de la cortina, entre las cotas 1115 y 1145 con una altura aproximada de 30 m.

El corte que se localizará arriba del camino de acceso al aliviadero tendrá una bermas a la cota 1140 de 5 m de ancho y su echado se proyectó de 63°.

Excavaciones para el canal de llamada del vertedor.

La excavación a cielo abierto que se realizará en la entrada del vertedor se muestra en los planos TS-HC-007 y TS-HC-008, como se observa en estos, los taludes presentan cinco orientaciones principales (figura 6):

Talud 1A1	: NW 08° SE / 45° SW,	(45° / 262°)*
Talud 1A1'	: NW 49° SE / 40° SW,	(40° / 221°)*
Talud 1A2	: NW 08° SE / 50° SW,	(50° / 262°)*
Talud 1A2'	: NW 08° SE / 50° SW,	(50° / 262°)*
Talud 1A2''	: NW 08° SE / 50° SW,	(50° / 262°)*
Talud 1A2'''	: NW 08° SE / 50° SW,	(50° / 262°)*
Talud 1A3	: NW 08° SE / 45° SW,	(45° / 262°)*
Talud 2	: NE 82° SW / 63° SE,	(63° / 172°)*
Talud 3	: NW 48° SE / 63° SW,	(63° / 222°)*
Talud 4	: NE 82° SW / 63° NW,	(63° / 352°)*
Talud 5A	: NW 86° SE / 53° SW,	(53° / 184°)*
Talud 5B	: NW 86° SE / 60° SW,	(60° / 184°)*
Talud 5C	: NW 86° SE / 60° SW,	(60° / 184°)*

*Intensidad del echado y rumbo azimutal de echado.

La altura de los taludes 1, 2, 3, 4 Y 5 varían dependiendo de su ubicación respecto al piso del canal de llamada, de la superficie natural del terreno y de las bermas intermedias que se han proyectado. El talud más importante en esta zona es el frontal "T1A" cuya altura total es de 100 m aproximadamente, medidos a partir del camino de acceso a la elevación 1116.00. Este talud se proyectó dejando bermas de protección a las cotas 1150 (4m), 1184 (5m) y 1205 (4m), además de una plataforma en la parte más alta del talud (cota 1213).

La pendiente del corte "T1A" se diseñó tratando de mantener un plano paralelo a la estratificación, de donde, el talud entre la 1116 y la 1150 tiene un echado de 45° "T1A3", entre la cota 1150 y la 1167 el echado es 50° "T1A2", entre la cota 1167 y la 1184 el echado es 50° "T1A2' " y entre la.1184 y la 1213 de nuevo el echado es de 45° "T1A1".

Los taludes 2, 3 y 4 son de menor altura y su estabilidad está controlada por las discontinuidades de los sistemas F1 a F4 y la estratificación, que al intersectarse pueden producir cuñas de roca potencialmente inestables, las cuales son analizadas en este informe. El echado de estos taludes se proyectó 0.50:1 con bermas localizadas a 7 y 11 m de altura y con un ancho general de 3 m.

Los taludes 5A y 5B se diseñaron con una pendiente de 53° y 60° respectivamente.

Litología

Todas las excavaciones proyectadas en esta zona se realizarán en areniscas y lutitas de la formación Punta Negra (Dv), con un peso volumétrico promedio de $\gamma=2.6 \text{ ton/m}^3$ y una resistencia a la compresión uniaxial que varía de 1,000 a 1,400 kg/cm^2 .

Las areniscas se presentan en estratos con espesor variable entre 0.5 a 0.7 m, intercalados de roca lutita de estratificación fina y espesor entre 0.5 y 1.0 m, esporádicamente se observan paquetes más gruesos.

La parte superficial del terreno está intemperizada y las discontinuidades en esta zona se observan poco abiertas o relajadas, la velocidad de onda de compresión en la roca alterada es del orden de 2000 m/s, el espesor de roca con estas condiciones es variable de 3.0 a 15.0m, por debajo de este espesor la roca se muestra sana con velocidad de onda de compresión del orden de 4500 m/s.

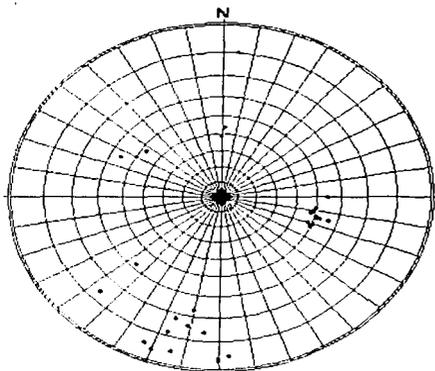
Discontinuidades

La estratificación es la discontinuidad más importante en el macizo rocoso por su persistencia. Presenta un buzamiento variable cuyo valor promedio es de 52° con rumbo azimutal de echado de 284°. La estratificación presenta plegamientos asociados a fallas inversas de carácter local, referencia 1.

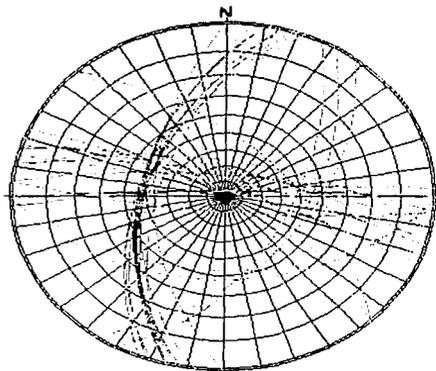
Análisis estereográfico

Del levantamiento geológico de las discontinuidades en esta margen derecha se elaboraron las gráficas polar, de círculos mayores y la estadística, con el objeto de determinar los sistemas de fracturamiento.

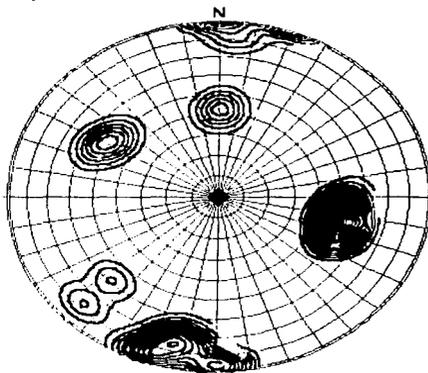
Proyección Polar General



Proyección Ciclográfica general



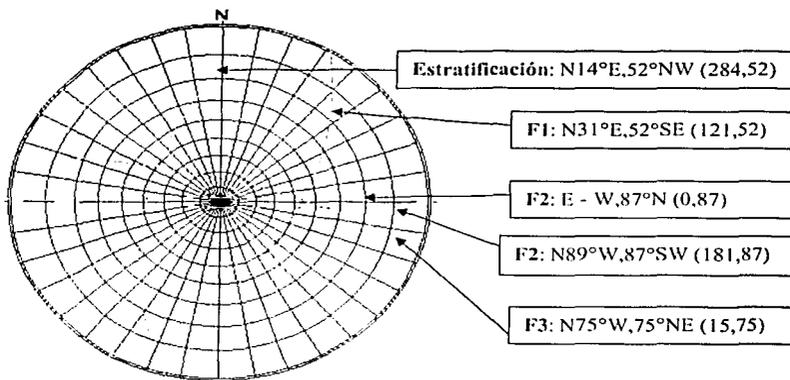
Proyección Polar



Projection	Schmidt (Equal Area)
Number of Sample Points	31
mean Lineation Azimuth	143.8
mean Lineation Plunge	22.6
Great Circle Azimuth	15.6
Great Circle Plunge	48.1
1st Eigenvalue	0.432
2nd Eigenvalue	0.322
3rd Eigenvalue	0.154
LW (E1 / E2)	0.166
LW (E2 / E3)	0.922
(LW(E1/E2)) / (LW(E2/E3))	0.178
Spherical distance	0.427
Area	0.372

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

A continuación se presenta la Proyección Ciclográfica de los sistemas de las discontinuidades que se localizan en el área de las excavaciones:



De acuerdo con el análisis estadístico del fracturamiento en la embocadura del aliviadero, referencia 1, se tienen presentes tres sistemas de discontinuidades en el macizo rocoso, además de la estratificación, los cuales se anotan en la Tabla 10:

TABLA 10. Características de orientación, continuidad y rugosidad de los sistemas de fracturamiento de la margen derecha

Sistema	Orientación*	Continuidad (m)	Rugosidad
Estratificación	52° / 284°	> 100 Muy alta persistencia	Ondulada poco rugosa y con espejos de fricción
F1	52° / 121°	1 a 3 Baja persistencia	Plana lisa a semirugosa
F2	87° / 000° a 87° / 181°	6 a 8 Baja persistencia	Plana a semiondulada lisas y con relleno de calcita
F3	75° / 015°	8 a 10 Persistencia baja a media	Plana de lisa a semirugosa

*Intensidad del echado y rumbo azimutal de echado

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

A partir de la proyección Ciclográfica general se identificaron los sistemas de discontinuidades que combinados en parejas forman cuñas y cuya línea de intersección buza hacia la excavación representando un problema potencial de estabilidad:

Excavaciones para desplante del plinto y camino al vertedor.

Talud 1:	Estratificación y F1 F1 y F2 F1 y F3 F2 y F3
Talud 2A y 2B:	Estratificación y F1
Talud 3:	Estratificación y F1

Excavaciones para la embocadura del vertedor.

Talud 1A1	:	Estratificación – F1
Talud 1A1'	:	Estratificación – F1
Talud 1A2	:	Estratificación – F1
Talud 1A2'	:	Estratificación – F1
Talud 1A2''	:	Estratificación – F1
Talud 1A2'''	:	Estratificación – F1
Talud 1A3	:	Estratificación – F1
Talud 2	:	Estratificación – F1
Talud 3	:	Estratificación – F1
Talud 4	:	Estratificación – F3
Talud 5A	:	Estratificación – F1
Talud 5B	:	Estratificación – F1
Talud 5C	:	Estratificación – F1

Características de las Discontinuidades

Con el objeto de establecer un valor de resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades y del tamaño de las cuñas máximas que se pueden llegar a formar, se presenta la descripción de las características de las discontinuidades que influyen en estos parámetros.

- Relleno

Las descripciones contenidas en las referencias 1, muestran que las discontinuidades que están afectando al macizo rocoso en esta zona no contienen rellenos arcillosos y su contacto por lo general es roca – roca, excepto en los planos de fallamiento inverso donde se llega a encontrar material fino producto del cizallamiento entre los bloques. Para efecto de la estimación del valor del ángulo de fricción interna de la estratificación se considera el caso más desfavorable, es decir, un relleno muy fino de material arcilloso.

Las discontinuidades del sistema F2 y F3 están cementadas ó contienen relleno de tipo carbonatado (calcita) con espesor de 2 a 3 mm.

- Alteración de la superficie de la discontinuidad

Cerca de la superficie las discontinuidades muestran una pátina de óxido de hierro que representa un grado incipiente de alteración de la superficie de la discontinuidad. En general la influencia de esta pátina en la resistencia al corte a lo largo del plano de falla es mínima, ya que afecta solo unas décimas de mm en la parte superficial de la discontinuidad.

- Rugosidad

La rugosidad en las discontinuidades se analiza en dos escalas, referencia 2, a escala pequeña que comprende solo unos centímetros a lo largo de la discontinuidad y a escala intermedia que comprende varios metros ya dentro del macizo rocoso. Las descripciones de rugosidad observadas en los sistemas de fracturamiento y que se anotan en la TABLA 10 corresponden a la escala pequeña, aproximadamente de muestras de 50 cm de longitud.

Para el caso de la rugosidad de campo, de escala intermedia y que es la que más influencia tiene en la resistencia al esfuerzo cortante se tienen las siguientes descripciones:

Estratificación

Los planos están caracterizados por presentar superficies con espejos de fricción y estrías de corrimiento (slickensided) de tipo ondulado y poco rugoso.

A mayor escala, las variaciones en el echado de las capas representan la rugosidad de campo más importante, sin embargo, para el tamaño de los bloques o cuñas que se analizaron esta rugosidad no alcanza a influir en las propiedades de resistencia del plano de estratificación.

Discontinuidades de origen tectónico, F1, F2 y F3

Las superficies de estos planos no presentan desplazamiento y en general son de tipo plano y de liso a semirugoso.

- Continuidad o persistencia

En la TABLA 10 se han anotado las características de persistencia de los sistemas de fracturamiento que afectan la masa de roca en la margen izquierda, este parámetro varía de 1 a 10 m, dependiendo del sistema.

Corresponde a la estratificación ser el plano de mayor continuidad de todos los analizados (>100 m).

- Resistencia de la pared

La resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad es un componente importante en la resistencia al esfuerzo cortante, especialmente cuando el contacto es roca - roca como es el caso de las discontinuidades que están presentes en este proyecto.

La evaluación de este parámetro se realizó mediante la prueba de índice manual, Tabla 5, referencia 2.

Para la estratificación, en donde no existen planos de deslizamiento inverso, el contacto es roca - roca clasificándola como de grado R4 (roca dura) con resistencia a la compresión uniaxial aproximada entre 50 y 100 Mpa. En superficies que muestran corrimiento o espejos de fricción la clasificación fue de grado R2 (roca débil), con una resistencia estimada a la compresión uniaxial entre 5 y 25 Mpa.

Para las discontinuidades de origen tectónico F1, F2 y F3, la clasificación fue de grado R4.

- Apertura

La separación perpendicular entre las paredes de la discontinuidad se conoce como apertura y es un factor que también influye en su resistencia al esfuerzo cortante, Tabla 7, referencia 2.

Aunque superficialmente los planos de estratificación y de fracturamiento se muestran con cierta apertura, solo están afectados los primeros metros del espesor de roca cercano a la superficie, donde la relajación del terreno ha sido más notable. Por abajo del espesor de roca relajada, las discontinuidades se muestran en general bien cerradas, con menos de 0.1 mm de separación.

El propósito de la descripción de las características de las discontinuidades en el inciso anterior es el de facilitar la estimación de su resistencia al esfuerzo cortante.

Evaluación de la resistencia al esfuerzo cortante en las discontinuidades.

Se empleó el criterio de Barton, Referencia 3, para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades cuyo contacto es roca - roca:

$$\tau = \sigma_n \tan \left(\phi_b + JRC \cdot \text{Log}_{10} \frac{\sigma_j}{\sigma_n} \right) \text{ donde: } \phi = \phi_b + JRC \text{Log}_{10} \frac{\sigma_j}{\sigma_n}$$

Donde: ϕ ángulo de fricción de la discontinuidad
 ϕ_b ángulo de fricción básico de la roca
 JRC coeficiente de rugosidad de la discontinuidad
 σ_j resistencia de la roca en la pared de la discontinuidad
 σ_n esfuerzo normal promedio que esta actuando en la discontinuidad

En la Tabla 11 se muestran los valores de los parámetros empleados en la determinación del valor ϕ .

Tabla 11. Resumen de características de las discontinuidades y ángulo de fricción determinado con el criterio de Barton

Discontinuidad	ϕ_b (básico) (1) y (4)	Rugosidad	JRC (2)	Condición de pared (3)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_n (kg/cm ²)	Apertura (mm) (5)	ϕ
F1	27°	Plana lisa a semirugosa	4	R4	750	1.2 a 5.0	0.1 Cerrada	35.7° 38.2°
F2	27°	Plana semi-ondulada a lisa	3	R4 c/calcita	750	1.2 a 5.0	0.1 Cerrada	33.5° 35.4°
F3	27°	Plana lisa a semirugosa	5	R4 c/calcita	750	1.2 a 5.0	0.1 Cerrada	37.9° 41.0°
Estratificación con relleno muy fino de arcilla	19° a 25°	Ondulada poco rugosa	10	R2	50 a 250	1.2 a 5.0	0.1 Cerrada	32.0° 45.2°

(1). Tabla 3 (2). Tabla 4a y 4b (3). Tabla 5 (4). Tabla 6 (5). Tabla 7

En el caso de las discontinuidades F2 y F3 no se consideró que existe carbonato de calcio como material cementante; Si se tomara en cuenta esta característica, el valor del ángulo de fricción sería mayor al determinado en la Tabla 11.

No existen tablas que permitan hacer una correlación entre el tipo de material cementante y el incremento o el valor del ángulo de fricción equivalente en la discontinuidad, excepto si se realizan pruebas de corte directo. Es por ello que se recurrió a la Tabla 8, ya que si bien no da información directa del valor de la cohesión en discontinuidades específicas, si permite tener una idea y formarse un juicio acerca del valor de cohesión movillizado durante la falla de los taludes ahí reportados.



Para la estratificación se consideró el caso más desfavorable en cuanto a las características del plano, esto es, se evaluó al plano de estratificación considerando un relleno muy fino de material arcilloso y una condición de alteración en la pared de tipo R2; es necesario considerar que no todos los planos de estratificación presentan la condición de fallamiento inverso aquí considerada. Debido a que el espesor es muy pequeño, se aplicó el mismo criterio de Barton para determinar la resistencia al corte, haciendo los ajustes pertinentes en los valores del ϕ_{BASICO} y σ_1 .

En la siguiente tabla se comparan los rangos de ángulo de fricción obtenidos por el criterio de Barton y el propuesto para los análisis:

Tabla 12. Angulo de fricción de las discontinuidades

Discontinuidad	Criterio Barton	ϕ Promedio empleado
F1	35.7°- 38.2°	30°
F2	33.5°- 35.4°+c	40° + c=10 (T/m ²)
F3	37.9°- 41.0°+c	40° + c=10 (T/m ²)
Estratificación	32.0°- 45.2°	27.5

Como se observa en la Tabla 12, el valor empleado en los análisis es conservador para la discontinuidad F1 y para la estratificación y muy cerca del límite superior para las discontinuidades F2 y F3.

En este último caso (F2 y F3) hay que tomar en cuenta que existe relleno de calcita (cementante) en las discontinuidades.

La influencia del agua en la resistencia al corte de las discontinuidades está tomada en cuenta al haber elegido un valor de ϕ_{BASICO} obtenido de pruebas bajo condiciones saturadas (Tabla 3).

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

IV.- ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DISEÑO DE TRATAMIENTOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

IV.1.- CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS.

Las consideraciones realizadas para analizar y finalmente diseñar el soporte para cada uno de los taludes son las que se describen a continuación:

- a) Método de análisis: se empleo el programa Swedge para análisis de cuñas de roca, el cual se describe con mayor detalle en el Anexo A.

Las cuñas se analizaron inicialmente por peso propio (Pp), posteriormente con empuje hidrostático (u) y finalmente con la carga sísmica (s). Una vez determinado el factor de seguridad (F.S.) más desfavorable, se calculó la fuerza de anclaje (Fa) que permitirá tener un F.S. de 1.5.

- b) Localización del talud respecto al nivel del embalse: se tienen dos importantes divisiones, que son: si está por arriba del N.A.M.O. o por debajo de éste. Esto tiene importancia para la evaluación de las fuerzas hidrostáticas, que actuarán sobre las cuñas potenciales y por lo tanto en el tratamiento y soporte que se requerirá. Los taludes localizados entre las cotas 1112.80 y 1110.00 se analizaron considerando vaciado rápido.

Se consideró una eficiencia del drenaje de 80%, esto es, en los análisis se consideró un valor equivalente al 20% de la subpresión máxima.

- c) Coeficiente sísmico: estará en función de la localización de cada talud, de manera que el criterio del TBO (Temblor Básico de Operación) se aplicará para el diseño de todos los taludes que no tengan un carácter crítico para la integridad de la presa y que corresponde a $s=0.26$. En el caso de que la falla del talud si tenga un impacto directo en la integridad, el criterio será el del TMC (Temblor Máximo Creible) que implica un $s=0.50$. Los coeficientes fueron determinados con base en el estudio de riesgo sísmico para el área del proyecto.



IV.2.- TALUDES DEL CAMINO A OBRA DE TOMA, MARGEN DERECHA

IV.2.1- Análisis de los taludes.

Como se observa en la Figura 4, los taludes presentan dos orientaciones principales:

Talud 1: E - W / 63° N,	(63° / 000°)*
Talud 2: E - W / 76° N,	(76° / 000°)*
Talud 3: NW 63° SE / 63° NE,	(63° / 027°)*
Talud 4: NW 63° SE / 76° NE,	(76° / 027°)*

*Intensidad del echado y rumbo azimutal de echado.

Resultado del análisis.

Talud 1. Orientación: E - W / 63° N (63° / 000°)

En la Tabla 12 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 12
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el Talud 1

Cuña N°	E 4	1 4	1 5'
Peso (t)	875.5	3699.8	393.5
Condición	Estrat-F4	F1-F4	F1-F5'
Pp	0.51	3.29	3.32
Pp + u 20%	0.39	3.07	2.82
Pp + s	0.38*	1.72	1.92
**Fa (t)	915	-	-

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5, para la condición más desfavorable

El coeficiente sísmico empleado fue de 0.26.
Requiere soporte y drenaje.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Talud 2. Orientación: E - W / 76° N (76° / 000°)

En la Tabla 13 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 13
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el Talud 2

Cuña N°	1 4
Peso (t)	1403.1
Condición	F1-F4
Pp	3.29
Pp + u 20%	2.93
Pp + s	1.72

El coeficiente sísmico empleado fue de 0.26.
Este talud no requiere soporte, requiere drenaje.

Talud 3. Orientación: NW 27°SE/ 63° NE, (63° / 027°)

En la siguiente Tabla 14 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 14
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el Talud 3

Cuña N°	3 4	3 5	3 5'
Peso (t)	4727.1	765.9	1433.0
Condición	F3-F4	F3-F5	F3-F5'
Pp	1.55	1.43	1.45
Pp + u 20%	1.43	1.24	1.32
Pp + s	0.91*	0.84*	0.86*
Fa (t)	1607	297	574

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5, para la condición más desfavorable

El coeficiente sísmico empleado fue de 0.26.
Requiere soporte y drenaje.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Talud 4. Orientación: NW 27°SE/ 763° NE, (76°/ 027°)

En la siguiente Tabla 15 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 15
Factores de Seguridad de las cuñas analizadas en el Talud 4

Cuña N°	3 4	3 5	3 5'
Peso (t)	2598.9	98.0	364.3
Condición	F3-F4	F3-F5	F3-F5'
Pp	1.55	1.43	1.45
Pp + u 20%	1.39	0.84*	1.18
Pp + s	0.91*	0.84	0.86*
Fa (t)	884	29	146

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5, para la condición más desfavorable

El coeficiente sísmico empleado fue de 0.26.
Requiere soporte y drenaje.

IV.2.2- Diseño de los tratamientos.

Inclinación de los taludes y bermas

Con el objeto de reducir la cantidad de soporte en los taludes, estos se proyectaron con una pendiente de 0.5:1 en la parte superior, arriba de la cota 1130, donde la roca se presenta más relajada y alterada y de 0.25:1 en la parte inferior, debajo de la cota 1130 donde la roca está menos intemperizada.

Las bermas se proyectaron a cada 15 m de altura y tienen un ancho de 3m.

Subdrenaje

Se diseñó un sistema de subdrenaje en los taludes para evitar o reducir la presión hidrostática originada por el agua de lluvia que se infiltre en las fracturas. El tratamiento consistirá en la perforación de barrenos de 3" de diámetro, 6 m de longitud, inclinados 10° en forma ascendente respecto a la horizontal en patrón de 8 x 8 m en tresbolillo. La distribución de los drenes se muestra en el plano de proyecto.

La longitud de los drenes considera la profundidad de las discontinuidades que limitan el bloque de tal forma que siempre las crucen.

Anclaje

Con base en los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad de las cuñas potenciales en cada talud, se determinaron, las fuerzas de estabilización (F_a) necesarias para alcanzar el factor de seguridad de 1.5 para la condición de análisis más desfavorable (se muestran en las Tablas 12 a 15). El soporte consistirá en la colocación de anclas de fricción de 25mm y 32mm de diámetro y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ e inyectadas con mortero de cemento de $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$ como mínimo.

Para determinar la carga de trabajo de cada ancla se consideró una resistencia de 0.8 f_y del acero.

$$C_t = A_t \cdot 0.8 \cdot f_y$$

donde: C_t = carga de trabajo [kg]
 A_t = área transversal del ancla [cm^2]

TABLA 16
Cálculo de la Carga de Trabajo para anclas de 25mm y 32mm de diámetro

Carga de trabajo			
Diámetro [mm]	Área transversal [cm^2]	f_y [kg/cm^2]	C_t [t]
25	4.91	4200	16.5
32	8.04	4200	27.0

El número de anclas se determina mediante la expresión:

$$N_o = \frac{F_a}{C_t}$$

donde: N_o = número de anclas
 F_a = Fuerza de estabilización necesaria ($F. S. = 1.5$)

Para la obtención del patrón de anclaje, el cálculo se realiza mediante la siguiente expresión:

$$P = \sqrt{\frac{A_a}{N_o}}$$

donde: P = patrón de anclaje [m]
 A_a = área superficial de la cuña en el talud
 N_o = número de anclas

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TABLA 17

Diseño del anclaje requerido en los taludes Camino de Obra de Toma, M. Der.

Talud	Cuña crítica		Fa * [t]	Ancla		N°	Patrón [m x m]
	Sistemas de discontinuidades	Aa [m²]		Diámetro [mm]	Ct [t]		
1	E - 4	241	915	32	27.0	34	2.7
2	No se requiere soporte						
3	3 - 4	372	1607	32	27.0	60	2.5
4	3 - 4	300	884	25	16.5	54	2.3

* Fuerza de anclaje requerida para F.S. = 1.5

La dirección de las anclas, y su distribución y longitud están indicadas en el plano de proyecto.

Concreto lanzado

La aplicación de concreto lanzado en los cortes será para la protección superficial de la roca. En forma sistemática se protegerán los primeros 5 m de la parte superior del talud donde la roca está más fracturada y alterada y de forma selectiva en zonas de alto fracturamiento.

El espesor será de 5 cm, reforzado con malla electrosoldada de 10 x 10 x 1/8", con drenes cortos de 15 cm de longitud en la roca y diámetro de 1 1/2" como mínimo en patrón de 2 x 2 m en tresbolillo.

Malla

Los taludes que no sean protegidos con hormigón proyectado se cubrirán únicamente con malla de acero de tipo ciclónica de 5 x 5 x 1/2", para evitar que bloques de roca de tamaño pequeño invadan el camino de acceso o bien como protección temporal durante los trabajos de excavación y tratamiento de la roca en la zona del plinto. La malla se fijará al terreno en la parte superior del talud por medio de anclas de fricción cortas de 1 m de longitud.

IV.3.- TALUDES EXCAVACIÓN DEL PLINTO MARGEN DERECHA

Estos taludes serán el resultado de la excavación que se requiere para llegar al nivel de desplante del plinto de la presa. Los cortes quedarán totalmente sumergidos en el embalse una vez se efectúe el llenado y se localizarán por debajo de las cotas de fluctuación del vaso durante la operación de la central y/o del vertedor, por lo cual no estarán sometidos a subpresión o empuje hidrostático por vaciado rápido, como condición normal.

El análisis de la información geológica en el área donde se localizan estos cortes y debido a la limitada continuidad de los sistemas de fracturamiento F3, F4, F5 y F5' (máximo de 15 m), los cuales potencialmente forman bloques de roca permite afirmar que no existe un problema potencial de inestabilidad mayor en la ladera derecha debido a estas excavaciones, que pudiera llegar a poner en riesgo estructuras como la Obra de Toma.

Por lo anterior, los taludes de estas excavaciones se clasifican como de uso temporal y de bajo riesgo durante operación. Solo se proyectará un tratamiento de tipo selectivo, empleando malla, concreto lanzado o anclaje sólo en aquellas zonas que durante la excavación, se indiquen por el ingeniero geotécnico en la obra.

IV.4.- TALUDES EXCAVACIÓN PLINTO MARGEN IZQUIERDA Y TALUDES DEL CAMINO AL VERTEDOR

IV.4.1- Análisis de los taludes

Como se observa en los planos de proyecto, los taludes presentan tres orientaciones principales:

Talud 1 : NE 52 SW / 63° SE, (63° / 142°)*

Talud 2 : E - W / 63° S, (63° / 180°)*

Talud 3: NW 65° SE / 63° SW, (63° / 205°)*

*Intensidad del echado y rumbo azimutal de echado.

Resultado del análisis

Talud 1, Orientación: SW 52° NE / 63° SE, (63° / 142°)

En la TABLA 18 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 18
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el talud 1

Cuña No.	E 1	1 2	1 3	2 3
Peso (t)	67.93	0.040	0.062	13.870
Condición	Estrat-F1	F1-F2	F1-F3	F2-F3
Pp	4.63	0.45	0.45	45.29
Pp + u 20%	4.39	0.00	0.00	44.40
Pp + s	1.93	0.34*	0.34*	31.66
Fa (t)	-	0*	0***	-

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5, para la condición más desfavorable

***El tamaño del bloque es tan pequeño que resulta impracticable estabilizarlo con anclaje sistemático

El coeficiente sísmico empleado fue de 0.26.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Talud 2A. Orientación: E - W / 63° S, (63° / 180°)

En la TABLA 19 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 19
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el talud 2A

Cuña No. Peso (t)	E 1 78.68 Estrat-F1
Condición	
Pp	4.63
Pp + u 20%	4.42
Pp + s	1.93

El coeficiente sísmico empleado fue de 0.26.

Talud 2B. Orientación: E - W / 63° S, (63° / 180°)

En la siguiente TABLA 20 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 20
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el talud 2B

Cuña No. Peso (t)	E 1 78.68 Estrat-F1
Condición	
Pp	4.63
Pp + u 20%	4.42
Pp + s	1.25*
**Fa (t)	g*

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5,
para la condición más desfavorable

El coeficiente sísmico empleado fue de 0.50.

Requiere soporte y drenaje.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Talud 3. Orientación: NW 65° SE / 63° SW, (63° / 205°)

En la siguiente TABLA 21 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 21
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el talud 4

Cuña No. Peso (t)	E 1 79.76
Condición	Estrat-F1
Pp	4.63
Pp + u 20%	4.42
Pp + s	1.93
**Fa (t)	<u>0</u>

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5,
para la condición más desfavorable

El coeficiente sísmico empleado fue de 0.26

IV.4.2- Diseño de los tratamientos.

Inclinación de los taludes y bermas

Los taludes No. 1, 2 y 3 fueron proyectados con una pendiente de 0.50:1 y bermas de 5 m de ancho.

Las bermas se proyectaron con fines de seguridad y constructivos, ya que permitirán tener acceso a distintos niveles del talud, canalizar el agua pluvial captada en el talud y detener bloques de roca que pudieron llegar a caer de la parte alta de la ladera.

Subdrenaje

Se diseñó un sistema de subdrenaje en los taludes para reducir la presión hidrostática originada por el agua de lluvia que se infiltra en las fracturas. El tratamiento consistirá en la perforación de barrenos de 3" de diámetro, 6 m de longitud, inclinados 10° en forma ascendente respecto a la horizontal en patrón de 8 x 8 m en tresbolillo. La distribución de los drenes se muestra en el plano de proyecto.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Anclaje

Con base en los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad de las cuñas potenciales en cada talud, se determinó la fuerza de estabilización (F_a) necesaria para incrementar el factor de seguridad a 1.5 para la condición de análisis más desfavorable. Estos valores se muestran en las tablas 18 a 21. El soporte consistirá en la colocación de anclas de fricción de 25mm de diámetro y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ e inyectadas con mortero de cemento de $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$ como mínimo.

Para determinar la carga de trabajo de cada ancla se consideró una resistencia de 0.8 F_y del acero, ver TABLA 22:

$$C_t = A_t \cdot 0.8 \cdot f_y \quad \text{donde:} \quad C_t = \text{carga de trabajo [kg]} \\ A_t = \text{área transversal del ancla [cm}^2\text{]}$$

TABLA 22
Cálculo de la carga de trabajo para anclas de 25mm de diámetro

Carga de trabajo			
Diámetro [mm]	Área transversal [cm ²]	F_y [kg/cm ²]	C_t [t]
25	4.91	4200	16.5

El número de anclas se determina mediante la expresión:

$$N_o = \frac{F_a}{C_t} \quad \text{donde:} \quad N_o = \text{número de anclas}$$

Para la obtención del patrón de anclaje, el cálculo se realiza mediante la siguiente expresión:

$$P = \frac{A_a}{N_o} \quad \text{donde:} \quad P = \text{patrón de anclaje [m]} \\ A_a = \text{área superficial de la cuña en el talud} \\ N_o = \text{número de anclas}$$

En la TABLA 23 se anotan los resultados de diseño del patrón de anclaje teórico requerido en los taludes analizados:

TABLA 23
Diseño del anclaje requerido en los taludes del plinto y camino al vertedor M. Izq.

Talud	Cuña crítica		F_a * [t]	Ancla		No	Patrón teórico [m x m]
	Sistemas de discontinuidades	A_a [m ²]		Diámetro [mm]	C_t [t]		
1	No requiere tratamiento						
2A	No requiere tratamiento						
2B	E - 1	7.7	9	25	16.5	0.54	3.7
3	No requiere tratamiento						

* Fuerza de anclaje requerida para F.S. = 1.5



La dirección de las anclas, distribución y longitud están indicados en el plano de proyecto. El patrón de anclaje en toda el área del corte tipo 2B ubicado entre las elevaciones 1105.00 y 1165.00 será de 2.5 x 2.5 m dada la importancia de este camino. Para todos los taludes de tipo 1, 2A y 3 no se requiere de anclaje sistemático.

Hormigón proyectado

El concreto lanzado en los cortes será para la protección superficial de la roca. En forma sistemática se protegerá el talud tipo 2B entre las cotas 1105 y 1116 y una franja en la parte superior de 5 m de ancho apartir del borde o límite en los taludes 2A y 3, ver plano de proyecto.

El espesor será de 5 cm reforzado con malla electrosoldada de 10x10x1/8", con drenes cortos de 15 cm de longitud en la roca y diámetro de 1 1/2" como mínimo en patrón de 2 x 2 m en tresbolillo.

Malla

Los taludes localizados arriba de las excavaciones del plinto que no serán protegidos con hormigón proyectado se cubrirán únicamente con malla de acero de tipo ciclónica de 5 x 5 x 1/2", para evitar que bloques de roca de tamaño pequeño invadan el camino de acceso o bien como protección temporal durante los trabajos de excavación y tratamiento de la roca en la zona del plinto. La malla se fijará al terreno en la parte superior del talud por medio de anclas de fricción cortas de 1 m de longitud. Previo a la colocación de la malla se realizará un retiro de bloques sueltos que estén depositados sobre el talud. Las áreas a tratar con malla se muestran en los planos de proyecto.

IV.5.- TALUDES DEL VERTEDOR

IV.5.1- Análisis de los taludes.

Como se observa en el plano de proyecto, los taludes presentan cinco orientaciones principales :

Talud 1A1	: NW 08° SE / 45° SW,	(45° / 262°)*
Talud 1A1'	: NW 49° SE / 40° SW,	(40° / 221°)*
Talud 1A2	: NW 08° SE / 50° SW,	(50° / 262°)*
Talud 1A2'	: NW 08° SE / 50° SW,	(50° / 262°)*
Talud 1A2''	: NW 08° SE / 50° SW,	(50° / 262°)*
Talud 1A2'''	: NW 08° SE / 50° SW,	(50° / 262°)*
Talud 1A3	: NW 08° SE / 45° SW,	(45° / 262°)*
Talud 2	: NE 82° SW / 63° SE,	(63° / 172°)*
Talud 3	: NW 48° SE / 63° SW,	(63° / 222°)*
Talud 4	: NE 82° SW / 63° NW,	(63° / 352°)*
Talud 5A	: NW 86° SE / 53° SW,	(53° / 184°)*
Talud 5B	: NW 86° SE / 60° SW,	(60° / 184°)*
Talud 5C	: NW 86° SE / 60° SW,	(60° / 184°)*

*Intensidad del echado y rumbo azimutal de echado.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Resultado del análisis

Talud 1A1 : NW 08° SE / 45° SW, (45° / 262°)

En la TABLA 24 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 24
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el talud T1A1

Cuña No. Peso (t)	E 1 137.21 Estrat-F1
Condición	
Pp	5.50
Pp + u 20%	5.23
Pp + s	0.64*
**Fa (t)	176

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5,
para la condición más desfavorable

El coeficiente sísmico empleado fue de 1.0 esto debido a un factor de amplificación por la altura y esbeltez en la parte alta del corte recomendado por un especialista.

Talud 1A1' : NW 49° SE / 40° SW, (40° / 221°)

En la TABLA 25 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 25
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el talud T1A1'

Cuña No. Peso (t)	E 1 12.7 Estrat-F1
Condición	
Pp	5.16
Pp + u 20%	4.91
Pp + s	0.66*
**Fa (t)	8.5

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5,
para la condición más desfavorable

El coeficiente sísmico empleado fue de 1.0 esto debido a un factor de amplificación por la altura y esbeltez en la parte alta del corte recomendado por un especialista.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Talud 1A2 : NW 08° SE / 50° SW, (50° / 262°)

En la TABLA 26 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 26
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el talud T1A2'

Cuña No. Peso (t)	E 1 151.95 Estrat-F1
Condición	
Pp	5.50
Pp + u 20%	5.24
Pp + s	0.82*
**Fa (t)	<u>124</u>

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5,
para la condición más desfavorable

El coeficiente sísmico empleado fue de 0.75 esto debido a un factor de amplificación por la altura y esbeltez en la parte alta del corte recomendado por un especialista.

Talud 1A2' : NW 08° SE / 50° SW, (50° / 262°)

En la TABLA 27 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 27
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el talud T1A2'

Cuña No. Peso (t)	E 1 56.20 Estrat-F1
Condición	
Pp	4.70
Pp + u 20%	4.44
Pp + s	0.91*
**Fa (t)	<u>40</u>

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5,
para la condición más desfavorable

El coeficiente sísmico empleado fue de 0.75 esto debido a un factor de amplificación por la altura y esbeltez en la parte alta del corte recomendado por un especialista.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Taludes 1A2'' y 1A2''' :

NW 08° SE / 50° SW,

(50° / 262°)

En la TABLA 28 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 28
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en los taludes T1A2'' y T1A2'''

Cuña No. Peso (t)	E 1 56.20 Estrat-F1
Condición	
Pp	4.70
Pp + u 20%	4.44
Pp + s	1.24*
**Fa (t)	<u>13</u>

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5,
para la condición más desfavorable

El coeficiente sísmico empleado fue de 0.50.

Talud 1A3 :

NW 08° SE / 50° SW,

(50° / 262°)

En la TABLA 29 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 29
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el talud T1A3

Cuña No. Peso (t)	E 1 47.39 Estrat-F1
Condición	
Pp	4.70
Pp + u 20%	4.41
Pp + s	1.24*
**Fa (t)	<u>10.7</u>

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5,
para la condición más desfavorable

El coeficiente sísmico empleado fue de 0.50.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Talud 2 : NE 82° SW / 63° SE, (63° / 172°)

En la TABLA 30 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 30
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el talud 2

Cuña No. Peso (t)	E 1 83.68 Estrat-F1
Condición	
Pp	4.70
Pp + u 20%	4.49
Pp + s	1.24*
**Fa (t)	<u>10.5</u>

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5, para la condición más desfavorable

El coeficiente sísmico empleado fue de 0.50.

Talud 3 : NW 48° SE / 63° SW, (63° / 222°)

En la siguiente TABLA 31 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 31
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el talud 3

Cuña No. Peso (t)	E 1 85.97 Estrat-F1
Condición	
Pp	4.70
Pp + u 20%	4.49
Pp + s	1.24*
**Fa (t)	<u>10</u>

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5, para la condición más desfavorable

El coeficiente sísmico empleado fue de 0.50.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Talud 4 : NE 82° SW / 63° NW, (63° / 352°)

En la siguiente TABLA 32 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 32
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el talud 4

Cuña No. Peso (t)	E 3 5.35
Condición	Estrat-F3
Pp	22.74
Pp + u 20%	0.16*
Pp + s	16.63
**Fa (t)	2.4

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5,
para la condición más desfavorable

El coeficiente sísmico empleado fue de 0.50

Talud 5A : NW 86° SE / 53° SW, (53° / 184°)

En la siguiente TABLA 33 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 33
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el talud 5A

Cuña No. Peso (t)	E 1 76.69
Condición	Estrat-F1
Pp	4.70
Pp + u 20%	4.48
Pp + s	1.24*
**Fa (t)	8.7

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5,
para la condición más desfavorable

El coeficiente sísmico empleado fue de 0.50

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Talud 5B : NW 86° SE / 60° SW, (60° / 184°)
 En la siguiente TABLA 34 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 34
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el talud 5B

Cuña No. Peso (t)	E 1 126.05 Estrat-F1
Condición	
Pp	5.16
Pp + u 20%	4.93
Pp + s	0.85*
**Fa (t)	<u>6</u>

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5, para la condición más desfavorable

El coeficiente sísmico empleado fue de 0.75 esto debido a un factor de amplificación por la altura y esbeltez en la parte alta del corte recomendado por un especialista.

Talud 5C : NW 86° SE / 50° SW, (50° / 184°)
 En la siguiente TABLA 35 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en los análisis realizados para cada cuña y el volumen de la misma:

TABLA 35
Factores de seguridad de las cuñas analizadas en el talud 5C

Cuña No. Peso (t)	E 1 13.8 Estrat-F1
Condición	
Pp	5.16
Pp + u 20%	4.92
Pp + s	0.67*
**Fa (t)	<u>9</u>

*Condición más desfavorable

**Fa = fuerza de anclaje requerida para incrementar el F.S. a 1.5, para la condición más desfavorable

**TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN**

El coeficiente sísmico empleado fue de 1.0 esto debido a un factor de amplificación por la altura y esbeltez en la parte alta del corte recomendado por un especialista.

En el Anexo B se presentan algunos de los resultados de los análisis para las cuñas de los Taludes de la Embocadura del Aliviadero.

IV.5.2- Diseño de los tratamientos.

Subdrenaje

Se diseñó un sistema de subdrenaje en los taludes para reducir la presión hidrostática originada por el agua de lluvia que se infiltre en las fracturas. El tratamiento consistirá en la perforación de barrenos de 3" de diámetro, 6 m de longitud, inclinados 10° en forma ascendente respecto a la horizontal en patrón de 8 x 8 m en tresbolillo. La distribución de los drenes se muestra en el plano de proyecto.

Anclaje

Con base en los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad de las cuñas potenciales en cada talud, se determinaron las fuerzas de estabilización (F_a) necesarias para alcanzar el factor de seguridad de 1.5 para la condición de análisis más desfavorable estos valores se muestran en las tablas 24 a 35. El soporte consistirá en la colocación de anclas de fricción de 25 mm y 32 mm de diámetro y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ e inyectadas con mortero de cemento de $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$ como mínimo.

Para determinar la carga de trabajo de cada ancla se consideró una resistencia de 0.8 fy del acero, ver TABLA 36:

$$C_t = A_t * 0.8 * f_y \quad \text{donde:} \quad C_t = \text{carga de trabajo [kg]} \\ A_t = \text{área transversal del ancla [cm}^2\text{]}$$

TABLA 36
Cálculo de la carga de trabajo para anclas de 25mm y 32 mm de diámetro

Carga de trabajo			
Diámetro [mm]	Área transversal [cm ²]	Fy [kg/cm ²]	Ct [t]
25	4.91	4200	16.5
32	8.04	4200	27.0

El número de anclas se determina mediante la expresión :

$$N_o = \frac{F_a}{C_t} \quad \text{donde:} \quad N_o = \text{número de anclas}$$

Para la obtención del patrón de anclaje, el cálculo se realiza mediante la siguiente expresión:

$$P = \frac{A_a}{N_o} \quad \text{donde:} \quad P = \text{patrón de anclaje [m]} \\ A_a = \text{área superficial de la cuña en el talud} \\ N_o = \text{número de anclas}$$

En la TABLA 37 se anotan los resultados de diseño del patrón de anclaje teórico requerido en los taludes analizados:

TABLA 37
Diseño del anclaje teórico requerido en los taludes de entrada del vertedor

Talud	Cuña crítica		Fa [t]	Ancla		No	Patrón teórico [m x m]
	Sistemas de discontinuidades	A a [m ²]		Diámetro [mm]	Ct [t]		
T1A1	E - 1	24.3	176.0	32	27.0	6.5	2.0
T1A1'	E - 1	2.95	8.5	32	27.0	0.3	3.1
T1A2	E - 1	23.6	124.0	32	27.0	4.6	2.3
T1A2'	E - 1	14.3	40.0	32	27.0	1.5	3.1
T1A2''	E - 1	14.3	13.0	25	16.5	0.8	4.3
T1A2'''	E - 1	14.3	13.0	25	16.5	0.8	4.3
T1A3	E - 1	14.3	10.7	25	16.5	0.6	4.7
T2	E - 1	8.6	10.5	25	16.5	0.6	3.7
T3	E - 1	8.0	10.0	25	16.5	0.6	3.6
T4	E - 3	10.4	2.4	25	16.5	0.1	8.5
T5A	E - 1	8.3	8.7	25	16.5	0.5	4.0
T5B	E - 1	2.39	6.0	25	16.5	0.4	2.6
T5C	E - 1	2.59	9.0	32	27.0	0.3	2.8

* Fuerza de anclaje requerida para F.S. = 1.5

Considerando que en el Talud T4 el anclaje teórico es demasiado abierto, debido al tamaño de los bloques (aprox. 5 ton), no resulta conveniente que se coloque en forma sistemática, ya que resultaría probable que tales bloques quedaran en zonas intermedias del patrón de anclaje. Por lo anterior se recomienda que el soporte de esta zona de la excavación se defina directamente en campo.

La dirección de las anclas en todos sus casos será con un rumbo perpendicular al talud y una inclinación de 15° hacia abajo con respecto a la horizontal, la distribución y longitud están indicados en el plano de proyecto.

Es importante remarcar que dependiendo de las condiciones reales del terreno, en cuanto a su fracturamiento y formación de cuñas de roca, el patrón de anclaje, distribución y longitud podrán modificarse.

**TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN**

A continuación en la TABLA 38 se anota el patrón de anclaje de diseño final:

TABLA 38
Anclaje de diseño final

Talud	ϕ [mm]	Patrón de diseño (m x m)
T1A1	32	2.0 x 2.0
T1A1	32	3.0 x 3.0
T1A2	32	2.3 x 2.3
T1A2'	32	3.1 x 3.1
T1A2''	25	4.0 x 4.0
T1A2'''	25	3.5 x 3.5
T1A3	25	4.5 x 4.5
T2	25	3.5 x 3.5
T3	25	3.5 x 3.5
T4	25	Definir en sitio
T5A	25	4.0 x 4.0
T5B	25	2.6 x 2.6
T5C	32	2.8 x 2.8

Hormigón proyectado

La aplicación de hormigón lanzado en los taludes será para la protección superficial de la roca, en forma sistemática se protegerán todos los taludes de esta obra que se encuentren por arriba de la cota 1170, con excepción de la zona indicada como limpieza de roca en la Figura 6. Por debajo de la cota 1170 la colocación del hormigón proyectado quedará supeditada a las condiciones de decompresión de la roca y/o persistencia de las cuñas "pequeñas" ($\pm 60\text{kg}$), cuando estas no puedan ser removidas durante la limpieza con agua a presión o el amacize previo.

El espesor será de 5 cm reforzado con malla electrosoldada de $10 \times 10 \times 1/8"$, con drenes cortos de 15 cm de longitud en la roca y diámetro de $1 \frac{1}{2}"$ como mínimo en patrón de 2×2 m en tresbolillo.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

V.- CONCLUSIÓN

El procedimiento para el análisis de estabilidad y el diseño de los tratamientos de los taludes estudiados consta de varios pasos todos ellos indispensables para la elaboración de los planos ejecutivos de tratamientos a la roca de los taludes estudiados. Pero resulta especialmente importante el contar con un levantamiento geológico de la zona de excelente calidad, ya que de este dependerá en buena medida la confiabilidad del análisis y diseño realizado.

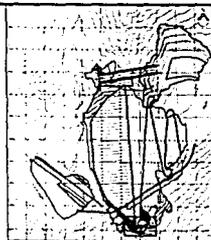
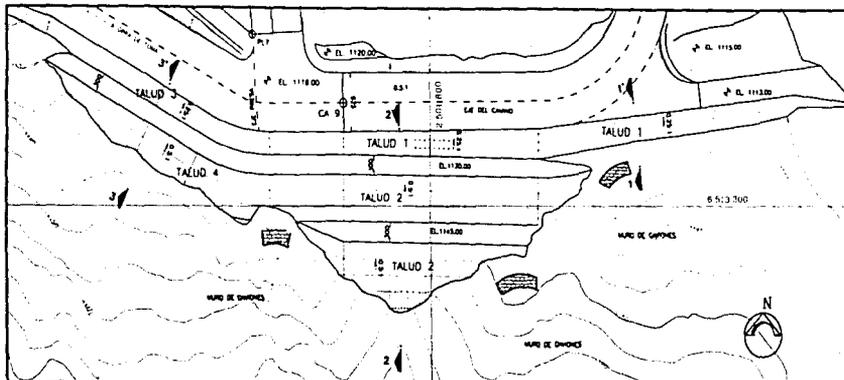
La Obra se encuentra en una zona de alta sismicidad, lo que incrementa sustancialmente el tratamiento que debe darse a la roca en la que están excavados los taludes para lograr una condición de estabilidad con el factor de seguridad adoptado.

La condición de intenso fracturamiento y estratificación con espesores de capa delgados, hacen necesario el uso de concreto lanzado en ocasiones reforzado con malla o tan solo el uso de malla, ya sea para estabilizar y evitar el intemperismo o encausar los fragmentos de roca desprendidos del talud de manera que no causen daño al personal o a las obras civiles.

La ausencia de un nivel freático en las laderas, reduce la cantidad de soporte para la estabilización de los taludes de la obra mediante un sistema de drenaje simple y de poca profundidad acorde con el tamaño de las cuñas, ya que el agua que deberá drenarse de los taludes, será únicamente la ocasionada por el deshielo local.

El tratamiento diseñado en este trabajo deberá ser supervisado por un ingeniero especialista en obra, para realizar los ajustes necesarios conforme a las condiciones geológicas del terreno.

VI.-PLANOS DE PROYECTO

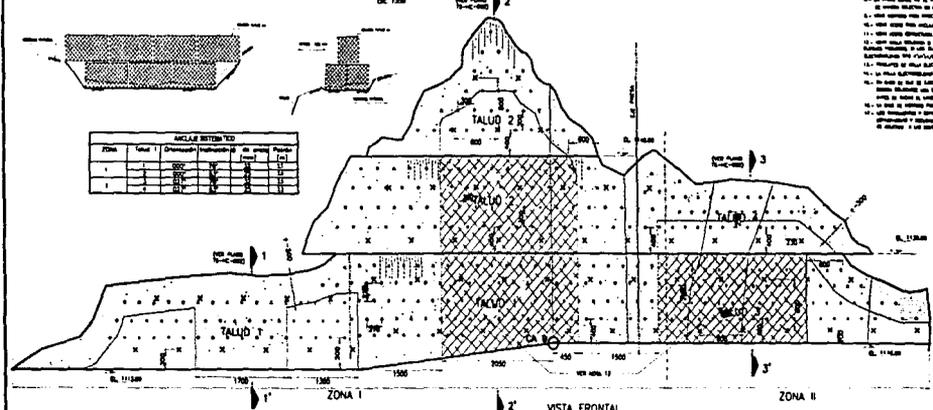


CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

NOTAS GENERALES

1. LÍNEAS DE BARRIOEROS SEÑALAN LOS LÍMITES DE LAS ZONAS.
2. LÍNEAS DE VENTAS.
3. LÍNEA DE BARRIOEROS DE BARRIO.
4. LAS LÍNEAS DE LAS PROTECCIONES SEÑALAN LA LÍNEA DE LAS PROTECCIONES.
5. LAS LÍNEAS DE LAS PROTECCIONES SEÑALAN LA LÍNEA DE LAS PROTECCIONES.
6. LAS LÍNEAS DE LAS PROTECCIONES SEÑALAN LA LÍNEA DE LAS PROTECCIONES.
7. LAS LÍNEAS DE LAS PROTECCIONES SEÑALAN LA LÍNEA DE LAS PROTECCIONES.
8. LAS LÍNEAS DE LAS PROTECCIONES SEÑALAN LA LÍNEA DE LAS PROTECCIONES.
9. LAS LÍNEAS DE LAS PROTECCIONES SEÑALAN LA LÍNEA DE LAS PROTECCIONES.
10. LAS LÍNEAS DE LAS PROTECCIONES SEÑALAN LA LÍNEA DE LAS PROTECCIONES.
11. LAS LÍNEAS DE LAS PROTECCIONES SEÑALAN LA LÍNEA DE LAS PROTECCIONES.
12. LAS LÍNEAS DE LAS PROTECCIONES SEÑALAN LA LÍNEA DE LAS PROTECCIONES.
13. LAS LÍNEAS DE LAS PROTECCIONES SEÑALAN LA LÍNEA DE LAS PROTECCIONES.
14. LAS LÍNEAS DE LAS PROTECCIONES SEÑALAN LA LÍNEA DE LAS PROTECCIONES.
15. LAS LÍNEAS DE LAS PROTECCIONES SEÑALAN LA LÍNEA DE LAS PROTECCIONES.
16. LAS LÍNEAS DE LAS PROTECCIONES SEÑALAN LA LÍNEA DE LAS PROTECCIONES.
17. LAS LÍNEAS DE LAS PROTECCIONES SEÑALAN LA LÍNEA DE LAS PROTECCIONES.
18. LAS LÍNEAS DE LAS PROTECCIONES SEÑALAN LA LÍNEA DE LAS PROTECCIONES.
19. LAS LÍNEAS DE LAS PROTECCIONES SEÑALAN LA LÍNEA DE LAS PROTECCIONES.
20. LAS LÍNEAS DE LAS PROTECCIONES SEÑALAN LA LÍNEA DE LAS PROTECCIONES.

PLANTA



ÁREA DE BARRIOEROS	
ZONA	TALUD
1	1
1	2
1	3
1	4
2	1
2	2
2	3
2	4

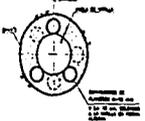
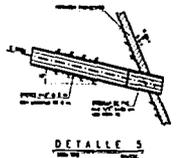
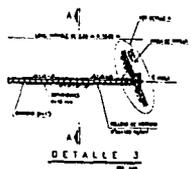
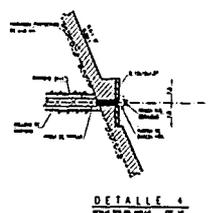
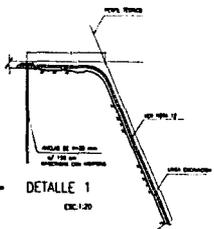
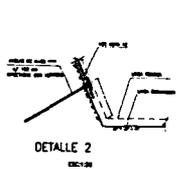
SIMBOLOGÍA

—	límite de zona
-x-x-	límite de talud
—x—	límite de barrio
—x—x—	límite de protección
—x—x—x—	límite de protección

VISTA FRONTAL

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

73



NOTAS GENERALES

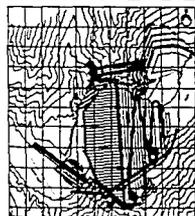
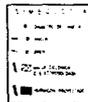
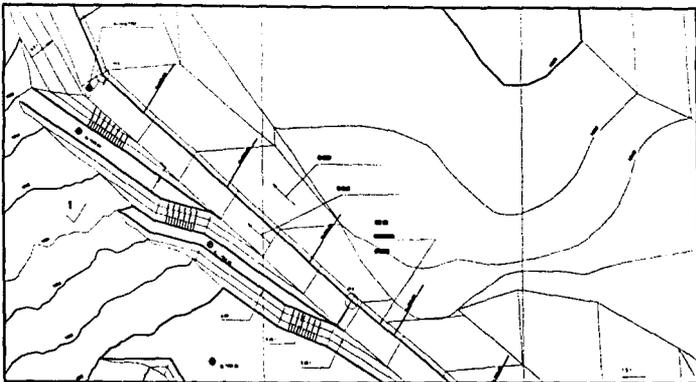
- 1.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 2.- Verificar el nivel.
- 3.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 4.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 5.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 6.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 7.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 8.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 9.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 10.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 11.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 12.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 13.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 14.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 15.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 16.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 17.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 18.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 19.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.
- 20.- Verificar el nivel de la superficie para verificar de que forma.

SECCION 1-1'

SECCION 2-2'

SECCION 3-3'

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

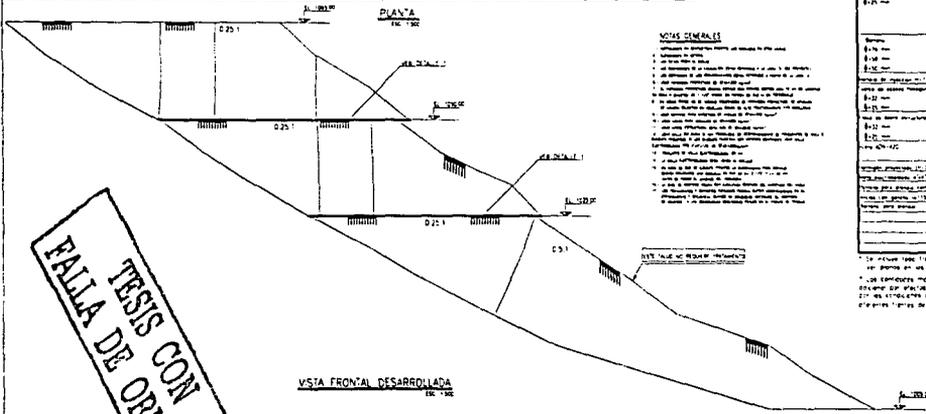


MAPA DE LOCALIZACIÓN

CANTIDADES DE OBRA		
CONCRETO	ANGLAS EN TONELADAS	
1.000 m ³	1.000	17
2.000 m ³	2.000	73
3.000 m ³	3.000	23
4.000 m ³	4.000	71
5.000 m ³	5.000	100
6.000 m ³	6.000	113
7.000 m ³	7.000	14
8.000 m ³	8.000	75
TOTALES		
1.000 m ³	=	1925
2.000 m ³	=	1230
3.000 m ³	=	513
Módulo de operación = 11		
Módulo de operación para un día de		
1.000 m ³	para	175
2.000 m ³	para	241
3.000 m ³	para	173
4.000 m ³	para	241
5.000 m ³	para	241
6.000 m ³	para	241
7.000 m ³	para	241
8.000 m ³	para	241
TOTALES		
1.000 m ³	para	175
2.000 m ³	para	241
3.000 m ³	para	173
4.000 m ³	para	241
5.000 m ³	para	241
6.000 m ³	para	241
7.000 m ³	para	241
8.000 m ³	para	241
TOTALES		
1.000 m ³	para	175
2.000 m ³	para	241
3.000 m ³	para	173
4.000 m ³	para	241
5.000 m ³	para	241
6.000 m ³	para	241
7.000 m ³	para	241
8.000 m ³	para	241

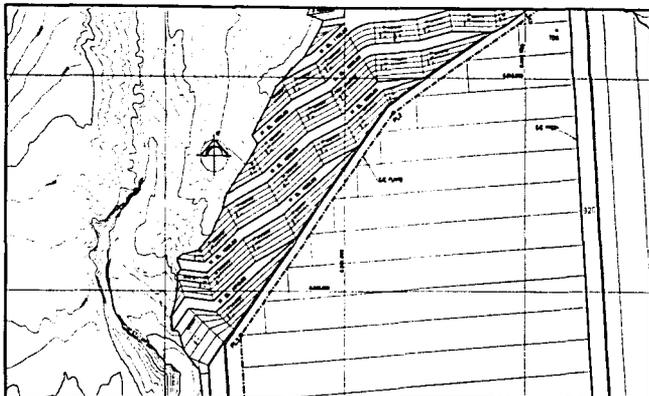
NOTAS GENERALES

1. Sección de muros de gravedad con núcleo de tierra.
2. Muros de gravedad.
3. Muros de gravedad con núcleo de tierra.
4. Muros de gravedad con núcleo de tierra.
5. Muros de gravedad con núcleo de tierra.
6. Muros de gravedad con núcleo de tierra.
7. Muros de gravedad con núcleo de tierra.
8. Muros de gravedad con núcleo de tierra.
9. Muros de gravedad con núcleo de tierra.
10. Muros de gravedad con núcleo de tierra.
11. Muros de gravedad con núcleo de tierra.
12. Muros de gravedad con núcleo de tierra.
13. Muros de gravedad con núcleo de tierra.
14. Muros de gravedad con núcleo de tierra.
15. Muros de gravedad con núcleo de tierra.
16. Muros de gravedad con núcleo de tierra.
17. Muros de gravedad con núcleo de tierra.
18. Muros de gravedad con núcleo de tierra.
19. Muros de gravedad con núcleo de tierra.
20. Muros de gravedad con núcleo de tierra.



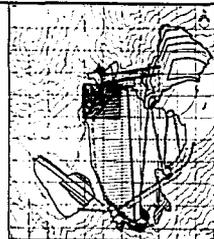
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

75



PLANTA
ESC. 1:750

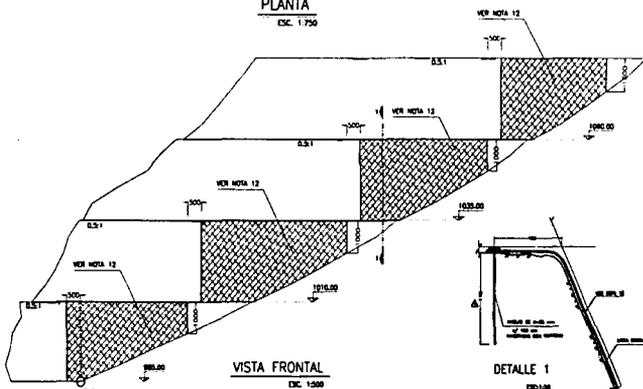
SIMBOLOGIA	
—	DIAMETRO DEL HICLA
—	HICLA
—	BICHO
—	RELLENO COLONIA O ELECTRODIFUSION
—	HERMOSA PROYECTADA



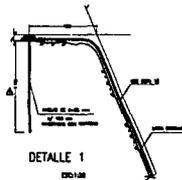
CROQUIS DE LOCALIZACION

NOTAS GENERALES

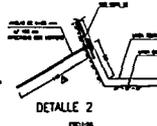
- 1.- ACCIONES EN CONTACTO EXCEPTO LAS HERIDAS DE 300 UNDS.
- 2.- ACCIONES EN HERIDAS.
- 3.- LAS HERIDAS DE 300 UNDS. EN BICHO.
- 4.- LAS HERIDAS DE 300 UNDS. EN BICHO EN LA LARGA "Y" DE PROYECTO.
- 5.- LAS HERIDAS DE 300 UNDS. EN BICHO EN LA LARGA "Y" DE PROYECTO.
- 6.- LAS HERIDAS DE 300 UNDS. EN BICHO EN LA LARGA "Y" DE PROYECTO.
- 7.- LAS HERIDAS DE 300 UNDS. EN BICHO EN LA LARGA "Y" DE PROYECTO.
- 8.- LAS HERIDAS DE 300 UNDS. EN BICHO EN LA LARGA "Y" DE PROYECTO.
- 9.- LAS HERIDAS DE 300 UNDS. EN BICHO EN LA LARGA "Y" DE PROYECTO.
- 10.- LAS HERIDAS DE 300 UNDS. EN BICHO EN LA LARGA "Y" DE PROYECTO.
- 11.- LAS HERIDAS DE 300 UNDS. EN BICHO EN LA LARGA "Y" DE PROYECTO.
- 12.- LAS HERIDAS DE 300 UNDS. EN BICHO EN LA LARGA "Y" DE PROYECTO.
- 13.- LAS HERIDAS DE 300 UNDS. EN BICHO EN LA LARGA "Y" DE PROYECTO.
- 14.- LAS HERIDAS DE 300 UNDS. EN BICHO EN LA LARGA "Y" DE PROYECTO.
- 15.- LAS HERIDAS DE 300 UNDS. EN BICHO EN LA LARGA "Y" DE PROYECTO.
- 16.- LAS HERIDAS DE 300 UNDS. EN BICHO EN LA LARGA "Y" DE PROYECTO.
- 17.- LAS HERIDAS DE 300 UNDS. EN BICHO EN LA LARGA "Y" DE PROYECTO.



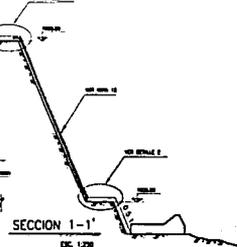
VISTA FRONTAL
ESC. 1:500



DETALLE 1
ESC. 1:50

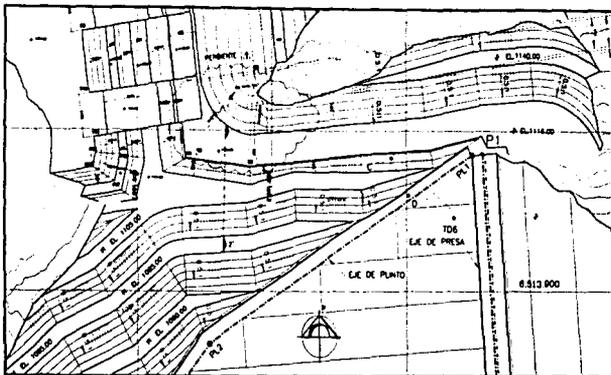


DETALLE 2
ESC. 1:50



SECCION 1-1
ESC. 1:250

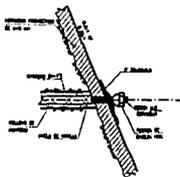
TESIS CON
FALTA DE ORIGEN



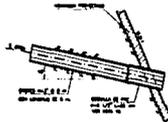
PLANTA
DEL TERCER



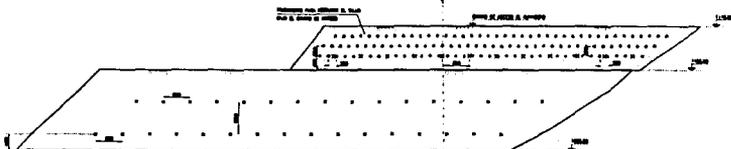
DETALLE 3



DETALLE 4

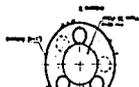


DETALLE 5



VISTA FRONTAL

SIMBOLOGIA	
○	SECCION DE PLANTA
○	SECCION DE PRESA
○	SECCION DE PLANTA
○	SECCION DE PRESA
○	SECCION DE PLANTA
○	SECCION DE PRESA



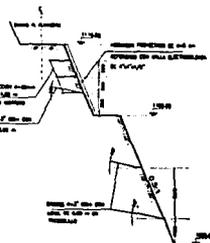
CORTE A - A



CROQUIS DE LOCALIZACION

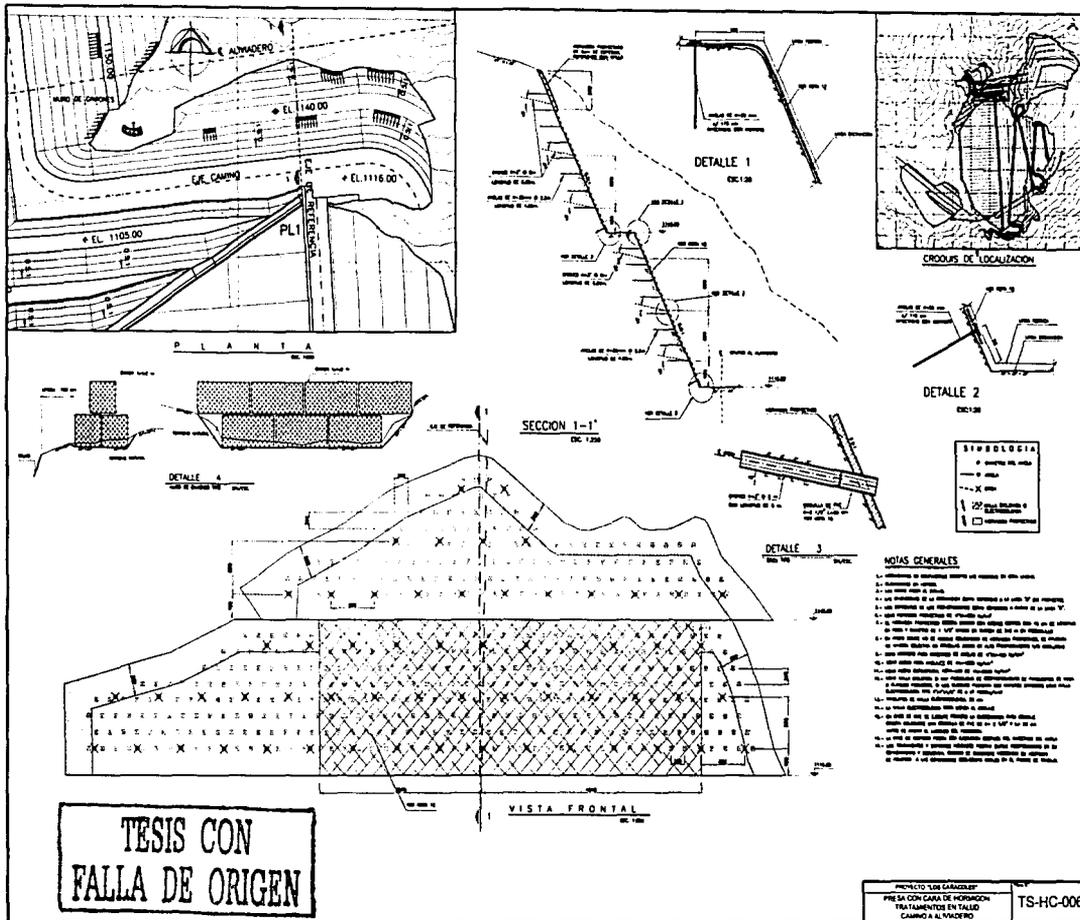
NOTAS GENERALES

1. Dimensiones en centímetros, excepto en el caso de las plantas.
2. Las plantas de planta.
3. Las plantas de planta.
4. Las plantas de planta.
5. Las plantas de planta.
6. Las plantas de planta.
7. Las plantas de planta.
8. Las plantas de planta.
9. Las plantas de planta.
10. Las plantas de planta.
11. Las plantas de planta.
12. Las plantas de planta.
13. Las plantas de planta.
14. Las plantas de planta.
15. Las plantas de planta.
16. Las plantas de planta.
17. Las plantas de planta.
18. Las plantas de planta.
19. Las plantas de planta.
20. Las plantas de planta.
21. Las plantas de planta.
22. Las plantas de planta.
23. Las plantas de planta.
24. Las plantas de planta.
25. Las plantas de planta.
26. Las plantas de planta.
27. Las plantas de planta.
28. Las plantas de planta.
29. Las plantas de planta.
30. Las plantas de planta.
31. Las plantas de planta.
32. Las plantas de planta.
33. Las plantas de planta.
34. Las plantas de planta.
35. Las plantas de planta.
36. Las plantas de planta.
37. Las plantas de planta.
38. Las plantas de planta.
39. Las plantas de planta.
40. Las plantas de planta.



SECCION 1-1
DEL TERCER

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



PAGINACIÓN DISCONTINUA

ANEXO A

PROGRAMA SWEDGE PARA ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE LA GEOMETRÍA Y ESTABILIDAD DE CUÑAS

El programa Swedge es una herramienta de análisis y cálculo para evaluar la estabilidad de cuñas de roca en taludes y excavaciones a cielo abierto.

Una cuña está definida por la intersección en el espacio de las discontinuidades geológicas características en el macizo rocoso, por la superficie del talud y por la superficie natural del terreno en la parte superior, en este último caso el programa permite definir otra geometría. El modo de falla analizado es por translación del bloque el cual puede deslizarse sobre uno o por los dos planos de discontinuidad que la delimitan.

El programa permite realizar el análisis de estabilidad de la cuña mediante los siguientes métodos:

- DETERMINÍSTICO (Factor de seguridad), el programa analiza el factor de seguridad de una cuña cuya orientación y propiedades mecánicas de las discontinuidades son conocidas.
- PROBABILÍSTICO (Probabilidad de falla), para este análisis se emplean datos estadísticos de los sistemas de discontinuidades y los rangos de variación de sus propiedades mecánicas. Esto resulta en una distribución de factores de seguridad de la cual es posible calcular la probabilidad de falla de la cuña.

Durante cualquiera de los métodos empleado el programa presenta otras opciones de análisis que permiten involucrar fuerzas externas como:

- Presión hidrostática actuando sobre los planos de deslizamiento
- Fuerzas externas
- Fuerzas sísmicas
- Soporte mediante anclaje de tipo pasivo y activo
- Definir una grieta de tensión en la parte superior del talud que generará una presión hidrostática adicional.

Al final del análisis de un caso el programa despliega los resultados obtenidos en forma gráfica, texto, secciones y diagramas de bloque.

Información adicional sobre el análisis de estabilidad de cuñas se presenta en la Referencia 4.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANEXO B

**EJEMPLO DE LOS RESULTADOS
DEL ANÁLISIS HECHO CON EL PROGRAMA SWEDGE
DE LAS CUÑAS PROBABLES
DE LOS TALUDES "1A1" Y "1A3"
DE LA EMBOCADURA DEL VERTEDOR DE DEMASIÁS.**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Swedge Analysis Information

Document Name:

VERTEDOR DE DEMASÍAS
ESTRATIFICACIÓN - FAMILIA 1 / TALUD 1-A1
ANÁLISIS POR PESO PROPIO

Job Title:

SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=5.49819
Wedge height(on slope)=3 m
Wedge width(on upper face)=9.22523 m
Wedge volume=52.7731 m³
Wedge weight=137.21 tonnes
Wedge area (joint1)=64.4024 m²
Wedge area (joint2)=27.9039 m²
Wedge area (slope)=24.2701 m²
Wedge area (upper face)=52.7731 m²
Normal force (joint1)=106.862 tonnes
Normal force (joint2)=76.7718 tonnes

Failure Mode:

Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:

plunge=7.61363 deg, trend=205.005 deg
length=22.6429 m

Trace Lengths:

Joint1 on slope face=5.83914 m
Joint2 on slope face=8.55522 m
Joint1 on upper face=24.6265 m
Joint2 on upper face=14.659 m

Maximum Persistence:

Joint1=24.6265 m
Joint2=22.6429 m

Intersection Angles:

J1&J2 on slope face = 103.669 deg
J1&Crest on slope face = 46.601 deg
J1&Crest on upper face = 22 deg
J2&Crest on slope face = 29.7299 deg
J2&Crest on upper face = 141 deg
J1&2 on upper face = 17 deg

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Joint Set 1 Data:

dip=35 deg, dip direction=284 deg
cohesion=0 tonnes/m2, friction angle=27.5 deg

Joint Set 2 Data:

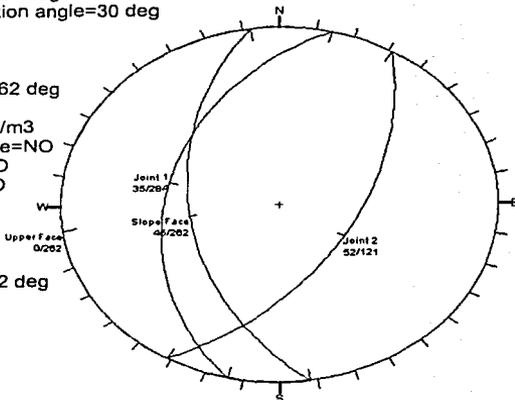
dip=52 deg, dip direction=121 deg
cohesion=0 tonnes/m2, friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=45 deg, dip direction=262 deg
slope height=3 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m3
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=262 deg



Wedge Vertices:

Coordinates in Easting, Northing, Up Format

1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope

Point 124: 0, 0, 0

Point 134: 3.53, -3.56, 3

Point 234: 1.94, 7.77, 3

Point 123: 9.49, 20.3, 3

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

↗



Top



Perspective



Front



Side

B4

ESTAS CON
FALLA DE ORIGEN

Swedge Analysis Information

Document Name:
AE-E1_T1-UA1.swd

Job Title:

VERTEDOR DE DEMASÍAS
ESTRATIFICACIÓN - FAMILIA 1 / TALUD 1-A1
ANÁLISIS CON 20% DE AGUA

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=5.22515
Wedge height(on slope)=3 m
Wedge width(on upper face)=9.22523 m
Wedge volume=52.7731 m³
Wedge weight=137.21 tonnes
Wedge area (joint1)=64.4024 m²
Wedge area (joint2)=27.9039 m²
Wedge area (slope)=24.2701 m²
Wedge area (upper face)=52.7731 m²
Normal force (joint1)=100.422 tonnes
Normal force (joint2)=73.9814 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.1 tonnes/m²
Water force on joint1=6.44024 tonnes
Water force on joint2=2.79039 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=7.61363 deg. trend=205.005 deg
length=22.6429 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=5.83914 m
Joint2 on slope face=8.55522 m
Joint1 on upper face=24.6265 m
Joint2 on upper face=14.659 m

Maximum Persistence:
Joint1=24.6265 m
Joint2=22.6429 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 103.669 deg
J1&Crest on slope face = 46.601 deg

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

J1&Crest on upper face = 22 deg
J2&Crest on slope face = 29.7299 deg
J2&Crest on upper face = 141 deg
J1&2 on upper face = 17 deg

Joint Set 1 Data:

dip=35 deg, dip direction=284 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=27.5 deg

Joint Set 2 Data:

dip=52 deg, dip direction=121 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=45 deg, dip direction=262 deg
slope height=3 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=YES
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=262 deg

Water Pressure Data:

Water unit weight=0.2 tonnes/m³
Pressure definition method=Filled Fissures

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format

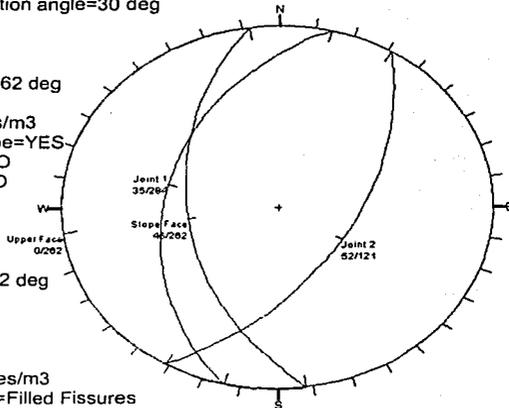
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope

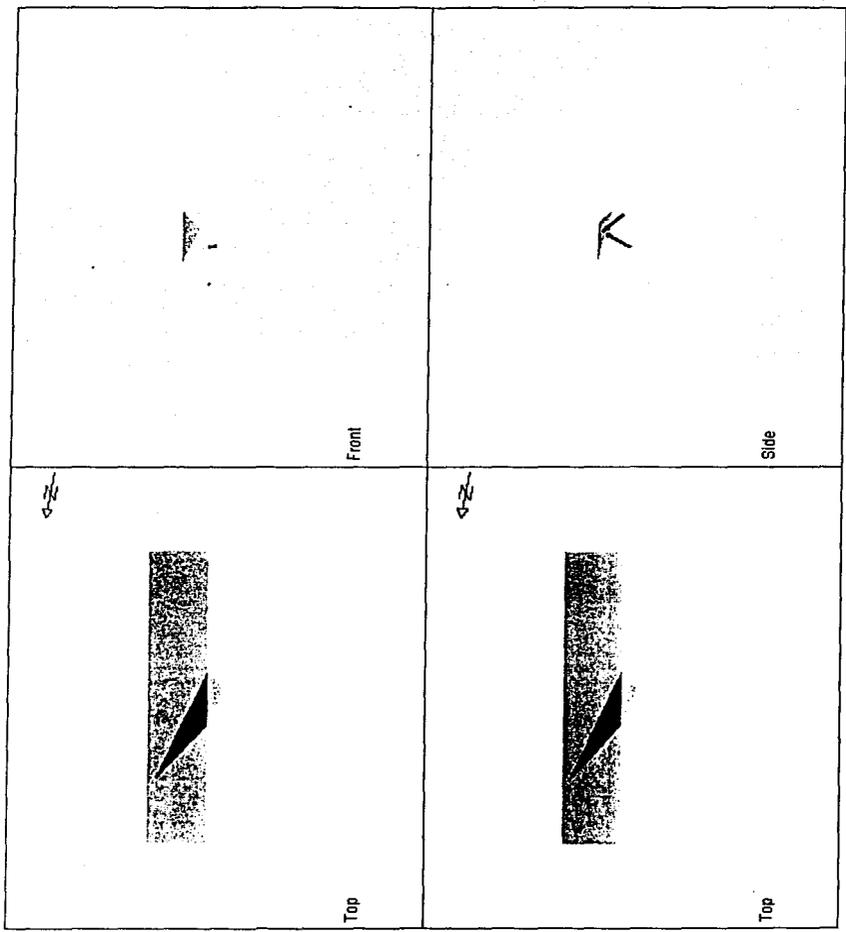
Point 124: 0, 0, 0

Point 134: 3.53, -3.56, 3

Point 234: 1.94, 7.77, 3

Point 123: 9.49, 20.3, 3





TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Swedge Analysis Information

Document Name:

AE-E1_T1-SA1_S1g_con_fs15.swd

Job Title:

VERTEDOR DE DEMASÍAS
ESTRATIFICACIÓN - FAMILIA 1 / TALUD 1-A1
ANÁLISIS CON SISMO S=1.0

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=0.643242
Wedge height(on slope)=3 m
Wedge width(on upper face)=9.22523 m
Wedge volume=52.7731 m3
Wedge weight=137.21 tonnes
Wedge area (joint1)=64.4024 m2
Wedge area (joint2)=27.9039 m2
Wedge area (slope)=24.2701 m2
Wedge area (upper face)=52.7731 m2
Normal force (joint1)=106.862 tonnes
Normal force (joint2)=76.7718 tonnes

Seismic Force:

Seismic force=137.21 tonnes

Failure Mode:

Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:

plunge=7.61363 deg, trend=205.005 deg
length=22.6429 m

Trace Lengths:

Joint1 on slope face=5.83914 m
Joint2 on slope face=8.55522 m
Joint1 on upper face=24.6265 m
Joint2 on upper face=14.659 m

Maximum Persistence:

Joint1=24.6265 m
Joint2=22.6429 m

Intersection Angles:

J1&J2 on slope face = 103.669 deg
J1&Crest on slope face = 46.601 deg
J1&Crest on upper face = 22 deg
J2&Crest on slope face = 29.7299 deg

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

J2&Crest on upper face = 141 deg
J1&2 on upper face = 17 deg

Joint Set 1 Data:

dip=35 deg, dip direction=284 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=27.5 deg

Joint Set 2 Data:

dip=52 deg, dip direction=121 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

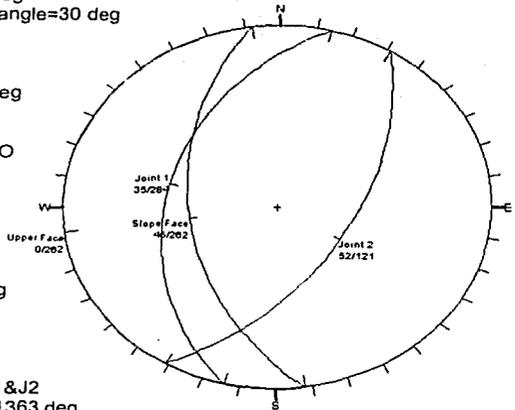
dip=45 deg, dip direction=262 deg
slope height=3 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=262 deg

Seismic Data:

Seismic coefficient=1
Direction=line of interesection J1&J2
trend=205.005 deg, plunge=7.61363 deg

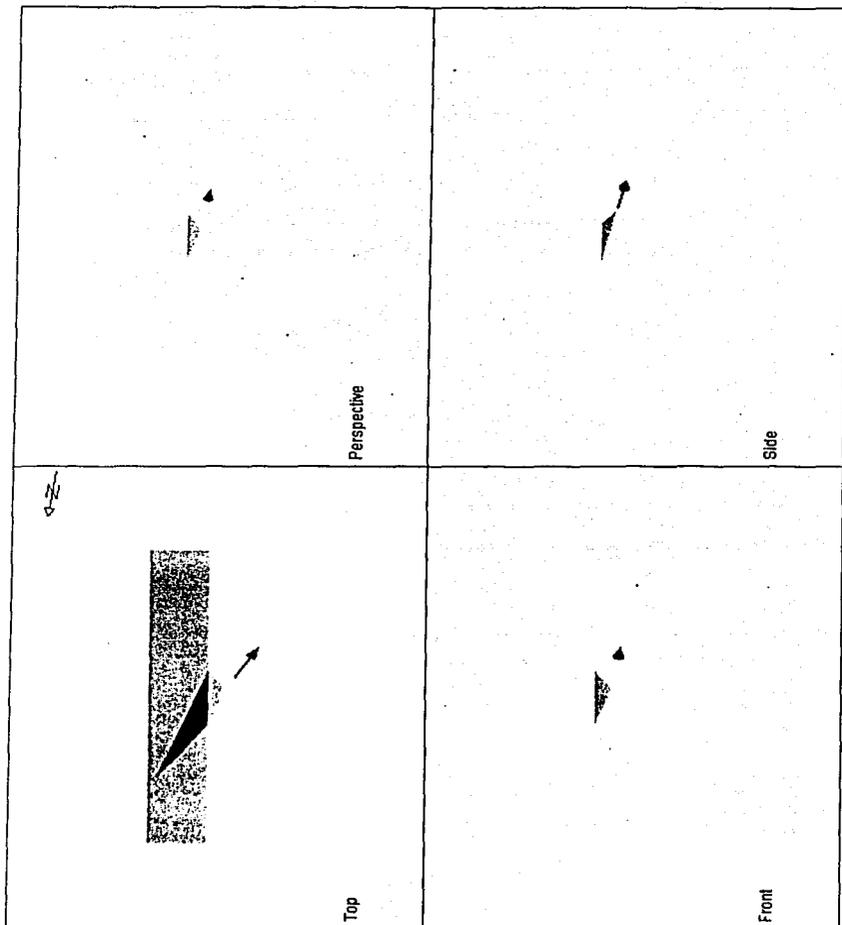


Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope

Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 3.53, -3.56, 3
Point 234: 1.94, 7.77, 3
Point 123: 9.49, 20.3, 3

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



B10

TEST CON
FALLA DE ORIGEN

Swedge Analysis Information

Document Name:

AE-E1_T1-S-RA1_S1g_con_fs15.swd

Job Title:

VERTEDOR DE DEMASÍAS
ESTRATIFICACIÓN - FAMILIA 1 / TALUD 1-A1
ANÁLISIS CON SISMO S=1.0 - ESTABILIZADO

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.50049
Wedge height(on slope)=3 m
Wedge width(on upper face)=9.22523 m
Wedge volume=52.7731 m3
Wedge weight=137.21 tonnes
Wedge area (joint1)=64.4024 m2
Wedge area (joint2)=27.9039 m2
Wedge area (slope)=24.2701 m2
Wedge area (upper face)=52.7731 m2
Normal force (joint1)=208.76 tonnes
Normal force (joint2)=-38.3558 tonnes

Seismic Force:

Seismic force=137.21 tonnes

Failure Mode:

Sliding on joint1

Joint Sets 1&2 line of Intersection:

plunge=7.61363 deg, trend=205.005 deg
length=22.6429 m

Trace Lengths:

Joint1 on slope face=5.83914 m
Joint2 on slope face=8.55522 m
Joint1 on upper face=24.6265 m
Joint2 on upper face=14.659 m

Maximum Persistence:

Joint1=24.6265 m
Joint2=22.6429 m

Intersection Angles:

J1&J2 on slope face = 103.669 deg
J1&Crest on slope face = 46.601 deg
J1&Crest on upper face = 22 deg
J2&Crest on slope face = 29.7299 deg

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

J2&Crest on upper face = 141 deg
J1&2 on upper face = 17 deg

Joint Set 1 Data:

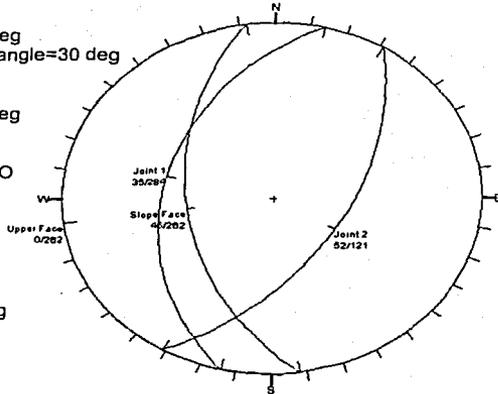
dip=35 deg, dip direction=284 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=27.5 deg

Joint Set 2 Data:

dip=52 deg, dip direction=121 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=45 deg, dip direction=262 deg
slope height=3 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=YES
Tension crack=NO



Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=262 deg

External Force Data:

Number of external forces=1
Force 1 plunge=0 deg, trend=82 deg, mag=176 tonnes
Resultant:
trend=82 deg, plunge=0 deg
magnitude=176 tonnes

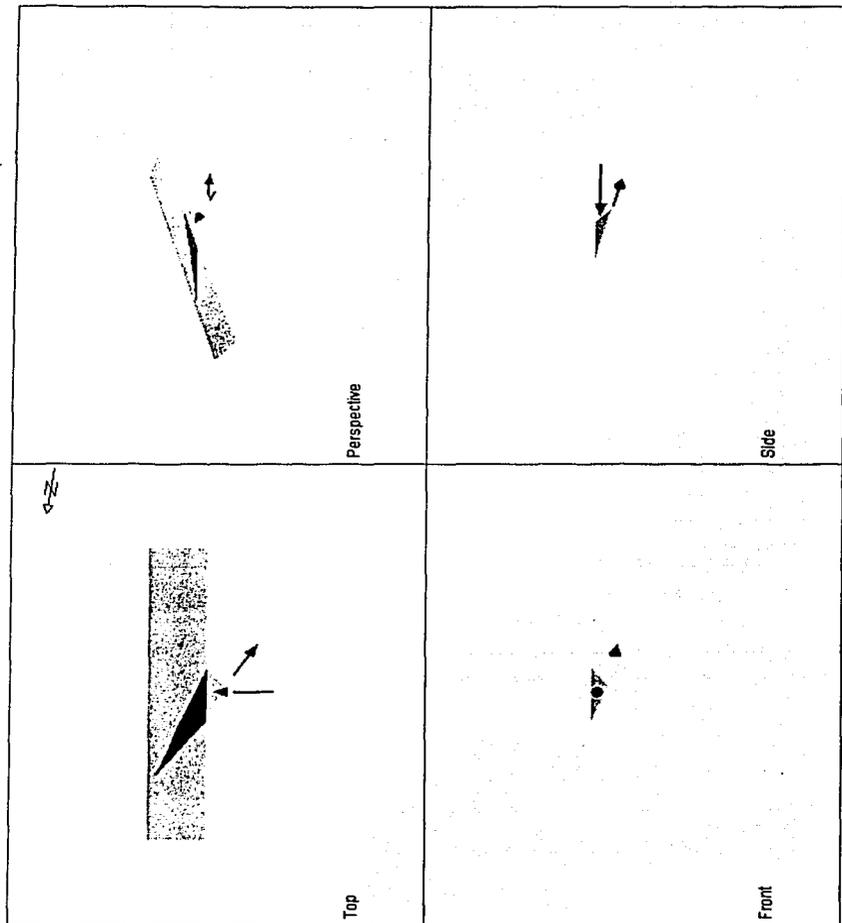
Seismic Data:

Seismic coefficient=1
Direction=line of intersection J1&J2
trend=205.005 deg, plunge=7.61363 deg

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting, Northing, Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 3.53, -3.56, 3
Point 234: 1.94, 7.77, 3
Point 123: 9.49, 20.3, 3

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



B13

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Swedge Analysis Information

Document Name:
AE-E1_T1-PA3.swd

Job Title:

VERTEDOR DE DEMASÍAS
ESTRATIFICACIÓN - FAMILIA 1 / TALUD 1-A3
ANÁLISIS POR PESO PROPIO

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=4.69939
Wedge height(on slope)=3 m
Wedge width(on upper face)=5.42151 m
Wedge volume=18.2263 m3
Wedge weight=47.3884 tonnes
Wedge area (joint1)=28.3389 m2
Wedge area (joint2)=16.3986 m2
Wedge area (slope)=14.2631 m2
Wedge area (upper face)=18.2263 m2
Normal force (joint1)=36.9755 tonnes
Normal force (joint2)=35.8876 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=10.339 deg, trend=202.806 deg
length=16.7156 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=4.30088 m
Joint2 on slope face=8.55522 m
Joint1 on upper face=14.4725 m
Joint2 on upper face=8.61487 m

Maximum Persistence:
Joint1=16.7156 m
Joint2=16.7156 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 50.83 deg
J1&Crest on slope face = 99.4401 deg
J1&Crest on upper face = 22 deg
J2&Crest on slope face = 29.7299 deg
J2&Crest on upper face = 141 deg
J1&2 on upper face = 17 deg

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Joint Set 1 Data:

dip=50 deg, dip direction=284 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=27.5 deg

Joint Set 2 Data:

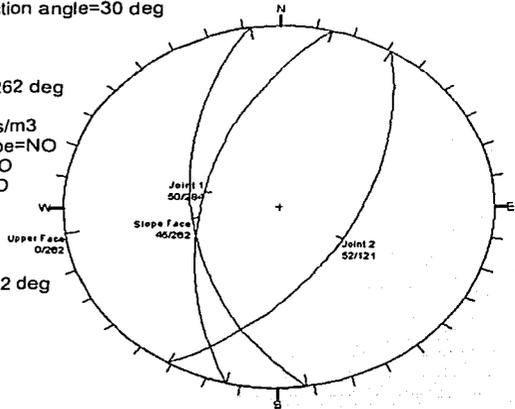
dip=52 deg, dip direction=121 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=45 deg, dip direction=262 deg
slope height=3 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=262 deg



Wedge Vertices:

Coordinates in Easting, Northing, Up Format

1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope

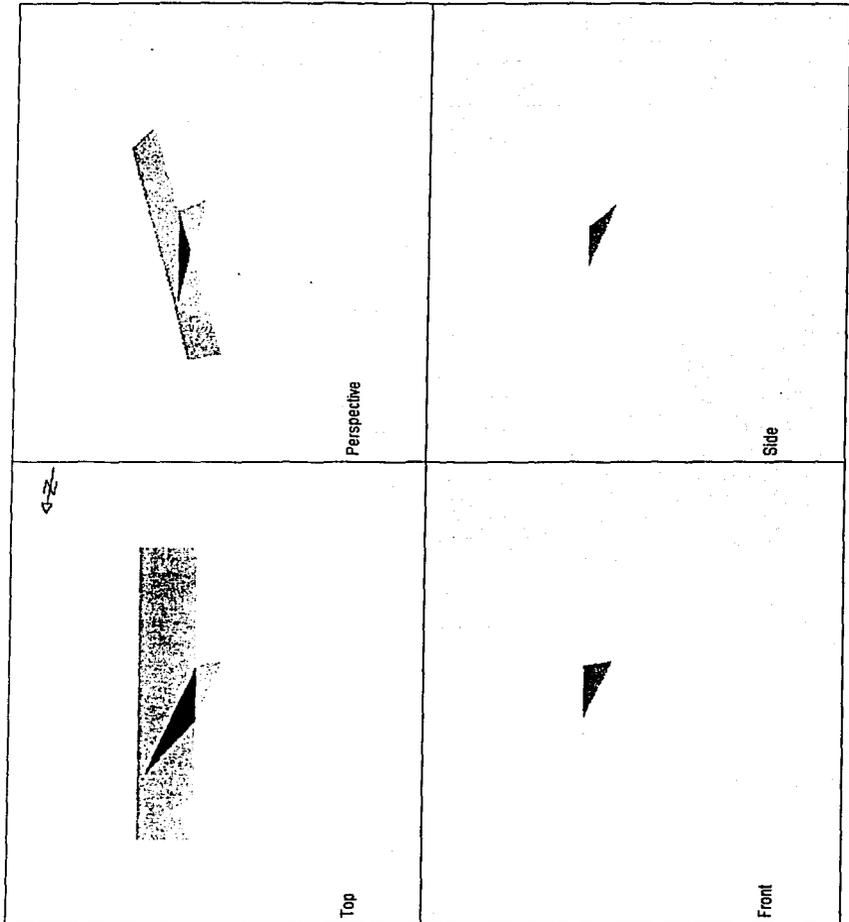
Point 124: 0, 0, 0

Point 134: 2.87, 1.12, 3

Point 234: 1.94, 7.77, 3

Point 123: 6.37, 15.2, 3

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



B16

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Swedge Analysis Information

Document Name:
AE-E1_T1-UA3.swd

Job Title:

VERTEDOR DE DEMASÍAS
ESTRATIFICACIÓN - FAMILIA 1 / TALUD 1-A3
ANÁLISIS CON 20% DE AGUA

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=4.41461
Wedge height(on slope)=3 m
Wedge width(on upper face)=5.42151 m
Wedge volume=18.2263 m3
Wedge weight=47.3884 tonnes
Wedge area (joint1)=28.3389 m2
Wedge area (joint2)=16.3986 m2
Wedge area (slope)=14.2631 m2
Wedge area (upper face)=18.2263 m2
Normal force (joint1)=34.1417 tonnes
Normal force (joint2)=34.2477 tonnes

Water Pressures/Forces:

Average pressure on fissures=0.1 tonnes/m2
Water force on joint1=2.83389 tonnes
Water force on joint2=1.63986 tonnes

Failure Mode:

Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:

plunge=10.339 deg, trend=202.806 deg
length=16.7156 m

Trace Lengths:

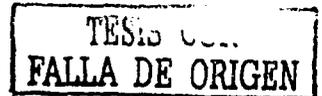
Joint1 on slope face=4.30088 m
Joint2 on slope face=8.55522 m
Joint1 on upper face=14.4725 m
Joint2 on upper face=8.61487 m

Maximum Persistence:

Joint1=16.7156 m
Joint2=16.7156 m

Intersection Angles:

J1&J2 on slope face = 50.83 deg
J1&Crest on slope face = 99.4401 deg



J1&Crest on upper face = 22 deg
J2&Crest on slope face = 29.7299 deg
J2&Crest on upper face = 141 deg
J1&2 on upper face = 17 deg

Joint Set 1 Data:

dip=50 deg, dip direction=284 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=27.5 deg

Joint Set 2 Data:

dip=52 deg, dip direction=121 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=45 deg, dip direction=262 deg
slope height=3 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=YES
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

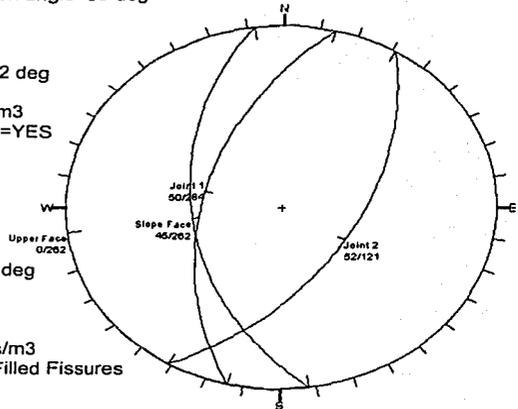
dip=0 deg, dip direction=262 deg

Water Pressure Data:

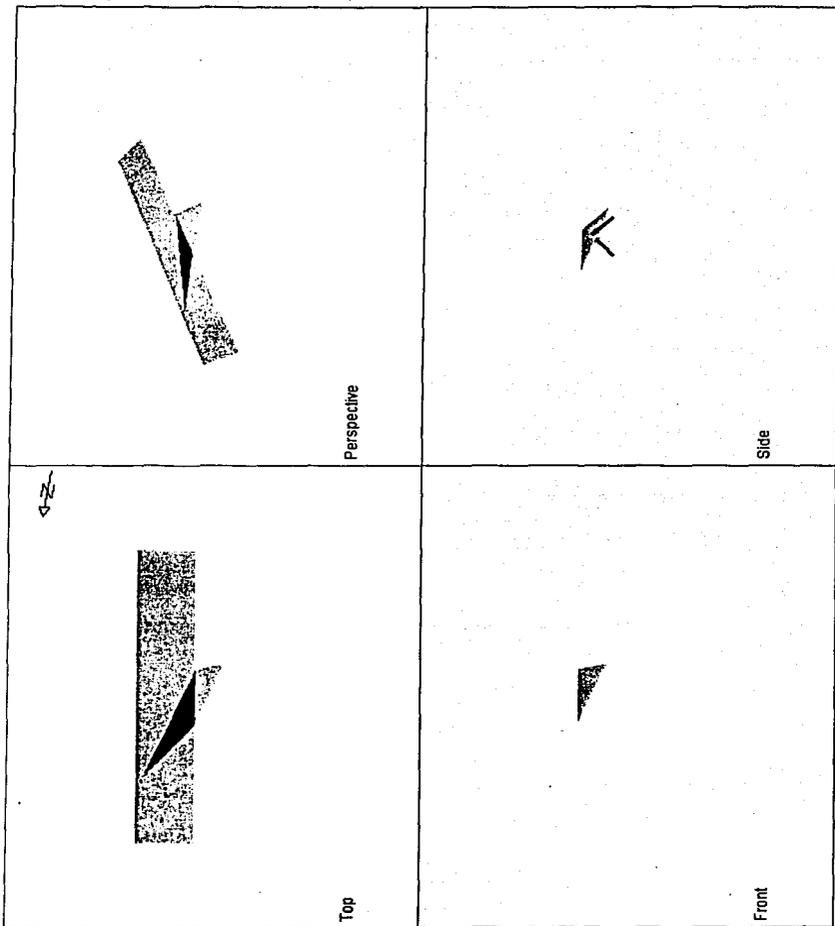
Water unit weight=0.2 tonnes/m³
Pressure definition method=Filled Fissures

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 2.87, 1.12, 3
Point 234: 1.94, 7.77, 3
Point 123: 6.37, 15.2, 3



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Swedge Analysis Information

Document Name:
AE-E1_T1-SA3.swd

Job Title:

VERTEDOR DE DEMASÍAS
ESTRATIFICACIÓN - FAMILIA 1 / TALUD 1-A3
ANÁLISIS CON SISMO S=0.5

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.24127
Wedge height(on slope)=3 m
Wedge width(on upper face)=5.42151 m
Wedge volume=18.2263 m3
Wedge weight=47.3884 tonnes
Wedge area (joint1)=28.3389 m2
Wedge area (joint2)=16.3986 m2
Wedge area (slope)=14.2631 m2
Wedge area (upper face)=18.2263 m2
Normal force (joint1)=36.9755 tonnes
Normal force (joint2)=35.8876 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=23.6942 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=10.339 deg, trend=202.806 deg
length=16.7156 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=4.30088 m
Joint2 on slope face=8.55522 m
Joint1 on upper face=14.4725 m
Joint2 on upper face=8.61487 m

Maximum Persistence:
Joint1=16.7156 m
Joint2=16.7156 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 50.83 deg
J1&Crest on slope face = 99.4401 deg
J1&Crest on upper face = 22 deg
J2&Crest on slope face = 29.7299 deg

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

J2&Crest on upper face = 141 deg
J1&2 on upper face = 17 deg

Joint Set 1 Data:

dip=50 deg, dip direction=284 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=27.5 deg

Joint Set 2 Data:

dip=52 deg, dip direction=121 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

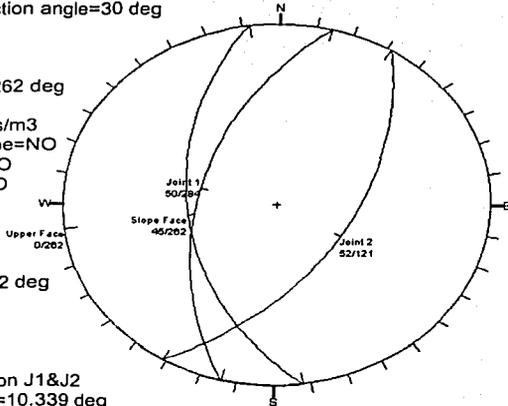
dip=45 deg, dip direction=262 deg
slope height=3 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=262 deg

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.5
Direction=line of interesection J1&J2
trend=202.806 deg, plunge=10.339 deg

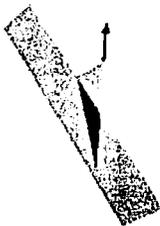


Wedge Vertices:

Coordinates in Easting, Northing, Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope

Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 2.87, 1.12, 3
Point 234: 1.94, 7.77, 3
Point 123: 6.37, 15.2, 3

TESIS CON
FALLA DE CRIGEN



Perspective



Side



Top



Front

Swedge Analysis Information

Document Name:

AE-E1_T1-S-RA3.swd

Job Title:

VERTEDOR DE DEMASÍAS
ESTRATIFICACIÓN - FAMILIA 1 / TALUD 1-A3
ANÁLISIS CON SISMO S=0.5 - ESTABILIZADO

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=1.50439
Wedge height(on slope)=3 m
Wedge width(on upper face)=5.42151 m
Wedge volume=18.2263 m3
Wedge weight=47.3884 tonnes
Wedge area (joint1)=28.3389 m2
Wedge area (joint2)=16.3986 m2
Wedge area (slope)=14.2631 m2
Wedge area (upper face)=18.2263 m2
Normal force (joint1)=43.6043 tonnes
Normal force (joint2)=30.5383 tonnes

Seismic Force:

Seismic force=23.6942 tonnes

Failure Mode:

Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:

plunge=10.339 deg, trend=202.806 deg
length=16.7156 m

Trace Lengths:

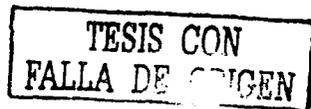
Joint1 on slope face=4.30088 m
Joint2 on slope face=8.55522 m
Joint1 on upper face=14.4725 m
Joint2 on upper face=8.61487 m

Maximum Persistence:

Joint1=16.7156 m
Joint2=16.7156 m

Intersection Angles:

J1&J2 on slope face = 50.83 deg
J1&Crest on slope face = 99.4401 deg
J1&Crest on upper face = 22 deg
J2&Crest on slope face = 29.7299 deg



J2&Crest on upper face = 141 deg
J1&2 on upper face = 17 deg

Joint Set 1 Data:

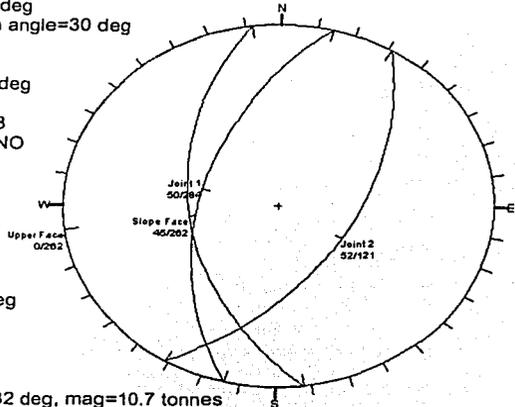
dip=50 deg, dip direction=284 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=27.5 deg

Joint Set 2 Data:

dip=52 deg, dip direction=121 deg
cohesion=0 tonnes/m², friction angle=30 deg

Slope Data:

dip=45 deg, dip direction=262 deg
slope height=3 meters
rock unit weight=2.6 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=YES
Tension crack=NO



Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=262 deg

External Force Data:

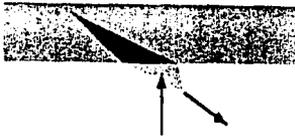
Number of external forces=1
Force 1 plunge=0 deg, trend=82 deg, mag=10.7 tonnes
Resultant:
trend=82 deg, plunge=0 deg
magnitude=10.7 tonnes

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.5
Direction=line of intersection J1&J2
trend=202.806 deg, plunge=10.339 deg

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting, Northing, Up Format
1=Joint 1, 2=Joint 2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 2.87, 1.12, 3
Point 234: 1.94, 7.77, 3
Point 123: 6.37, 15.2, 3



Top



Perspective



Front



Side

B25

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

REFERENCIAS

1. ICA, CPC, Proyecto "Los Caracoles", Informe Geología y Geotecnia, Mayo, 2000.
2. "Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rocks masses". International Society for Rock Mechanics Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests. 1978.
3. Barton, N.R. "Review of a new shear strength criterion for rock joints". Engineering Geology, Elsevier. Vol. 7, 1973.
4. Hoek, E. and Bray, J., "Rock slope engineering". The Institution of Mining and Metallurgy, London. 1981.
5. Riva Palacio, "Proyecto Los Caracoles, Descripción Geológica de las Obras", Junio, 2000.