

18
47



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**Estudio Geotécnico para el Tratamiento de
la Boquilla del Proyecto Hidroeléctrico "El
Caracol", Gro.**

T E S I S

Que para obtener el título de:
**INGENIERO GEOLOGO
INGENIERO CIVIL**

p r e s e n t a n :

**CARLOS CASTELAZO WERCKLE
FERNANDO URSUA ATILANO**



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

Contenido

I. Introducción

II. Generalidades

II.1 Descripción de la zona del proyecto

II.1.1 Situación geográfica

II.1.2 Vías de comunicación

II.1.3 Clima y vegetación

II.2 Hidrografía

II.3 Fisiografía

II.4 Geología regional

II.5 Descripción de las obras del P. H. El Caracol

II.5.1 Obras de desvío

II.5.2 Cortina

II.5.3 Obra de excedencias

II.5.4 Obra de toma

II.5.5 Conducción a presión

II.5.6 Casa de máquinas

II.5.7 Obra de desfogue

III. Principios de tratamiento de macizos rocosos

III.1 Objetivo

III.2 Inyecciones

III.2.1 Terrenos susceptibles de ser inyectados

III.2.2 Mezclas de inyección

III.3 Propiedades de las mezclas

III.3.1 Viscosidad

III.3.2 Decantación

- III.3.3 Exprimido
- III.3.4 Tixotropía y reopexia
- III.3.5 Resistencia a la compresión simple
- III.3.6 Resistencia al destaponamiento
- III.4 Inyección de rocas fisuradas
- III.5 Técnicas de inyección
 - III.5.1 Técnica americana
 - III.5.2 Técnica europea
 - III.5.3 Ventajas y desventajas que presenta la inyección de mezclas estables e inestables
- III.6 Mezclas de inyección utilizadas en el P. H. El Caracol
 - III.6.1 Preparación y manejo de mezclas en la obra
 - III.6.2 Proporcionamiento y propiedades de las mezclas
 - III.6.3 Tiempo de fraguado
- IV. Geología general del sitio de la cortina
 - IV.1 Litología de la boquilla
 - IV.2 Sistemas de fracturamiento
- V. Estructuras geológicas
 - V.1 Falla F-4
 - V.1.1 Descripción de la falla F-4
 - V.1.2 Aspectos geológicos para la determinación del tipo de falla
 - V.1.3 Estudio estereográfico de las estriaciones de la falla F-4
 - V.1.4 Estabilidad de la falla F-4
 - V.2 Dique D-1
 - V.2.2 Fracturamiento
 - V.3 Dique D-2
 - V.3.1 Descripción

V.4 Falla F-1

V.5 Falla F-3

VI. Tratamiento de las discontinuidades

VI.1 Pantalla de impermeabilización y drenaje

VI.2 Tapete de impermeabilización

VI.3 tratamiento del cauce

VI.3.1 Tapete de impermeabilización

VI.3.2 Pantalla principal de impermeabilización

VI.4 Tratamiento de margen izquierda

VI.4.1 Tapete de impermeabilización

VI.4.2 Sistemas de fracturamiento de margen izquierda

VI.4.3 Pantalla de impermeabilización y drenaje

VI.5 Tratamiento de margen derecha

VI.5.1 Dirección de los barrenos de inyección en la
margen derecha

VI.6 Tratamiento de la falla F-4

VI.6.1 Procedimiento

VI.6.2 Control

VI.6.3 Comentarios sobre la falla F-4

VI.7 Tratamiento del dique D-1

VI.8 Tratamiento del dique D-2

VI.9 Tratamiento de la falla F-1

VI.10 Tratamiento de la falla F-3

VII. Conclusiones y recomendaciones

Referencias

Bibliografía

I. Introducción

No sería aventurado afirmar que una de las obras de ingeniería más completas de las que actualmente construye el hombre son las presas. En su construcción intervienen un gran número de disciplinas entre las que destacan, por el gran volumen de participación y porque entre ellas debe lograrse una relación interdisciplinaria óptima: la geología y la ingeniería civil.

Son muchos y de muy diversa índole los problemas que deben de resolverse en la construcción de una obra como esta. Entre ellos, es particularmente importante el tratamiento de la masa rocosa sobre la cual se construye.

Cuando se habla de tratamiento de un macizo rocoso se puede pensar que éste se refiere a los trabajos que son necesarios realizar para que la masa sea menos deformable y más resistente; para evitar un problema de estabilidad en una ladera; para proteger a la roca contra la erosión y el intemperismo; o bién, para disminuir la permeabilidad de la masa. Este último aspecto es el que se contempla, principalmente, en esta tesis.

Para cumplir con este objetivo se eligió el proyecto hidroeléctrico "El Caracol", Gro. ya que presenta una diversidad de problemas que ofrecen la oportunidad de visualizar en forma clara, los trabajos efectuados por los geólogos para

recabar la información geológica necesaria en el diseño y ejecución del tratamiento.

Por otra parte, dado que la literatura existente sobre el tema es muy escasa, sobre todo en español, y en vista de que la facultad de Ingeniería de la UNAM tanto en la sección de ciencias de la tierra como en la de geotecnia contempla, en algunas de las materias que se imparten, la exposición del tema, se pensó que esta tesis puede ayudar de alguna forma a estudiarlo.

II. Generalidades

II.1. Descripción de la zona del proyecto

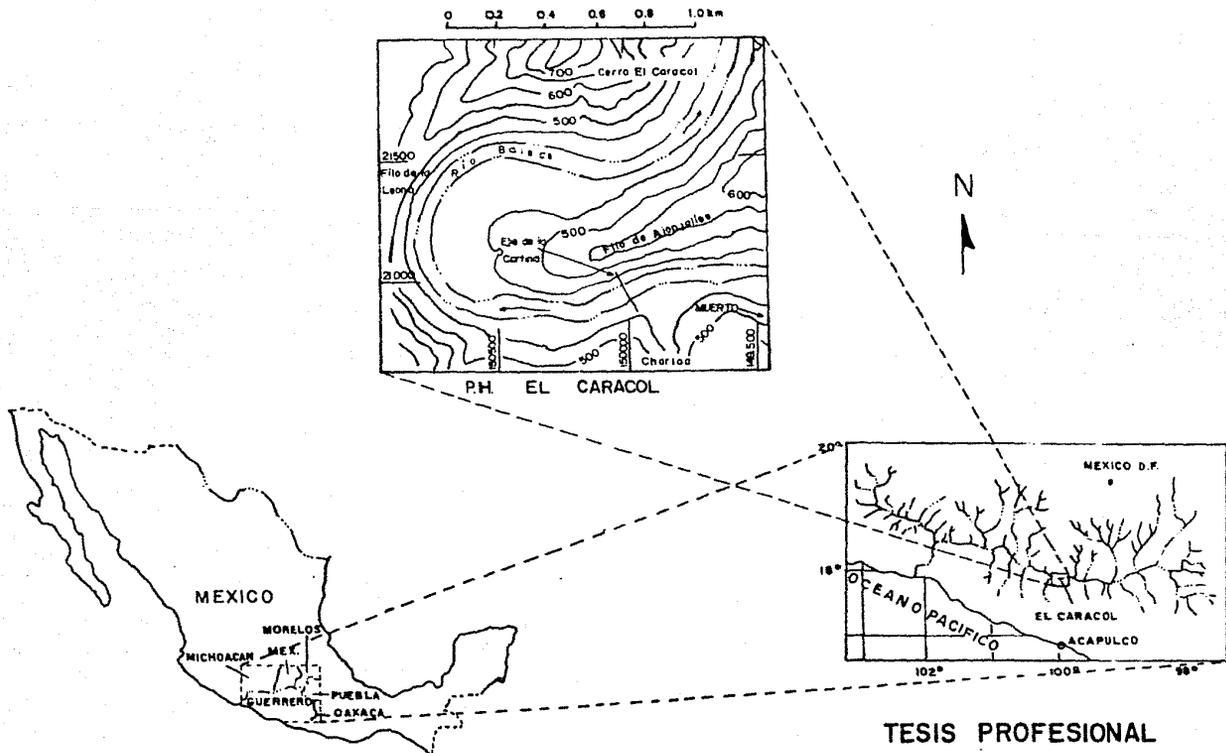
II.1.1. Situación Geográfica

El proyecto hidroeléctrico "El Caracol" se encuentra localizado en la parte media de la cuenca del río Balsas, sobre una curva del río en el estado de Guerrero, y a 68 km aguas abajo del puente de Mezcala, cruce del río con la carretera México- Acapulco. La localización geográfica del sitio tiene como coordenadas $17^{\circ}57' 30''$ de latitud norte y $99^{\circ}59' 08''$ de longitud oeste. Fig 1.

II.1.2. Vías de Comunicación

El acceso a la zona de estudio se efectúa por las carreteras de la Ciudad de México a Iguala, Gro. de ahí al poblado de Teloloapan por carretera pavimentada. De este poblado se toma la desviación para llegar al poblado de Apaxtla, 28 Km hacia el sur. El proyecto hidroeléctrico "El Caracol" se encuentra aproximadamente a 25 Km más allá de Apaxtla, por un camino en proceso de pavimentación.

Otro medio de comunicación son las lanchas en las que se puede transportar a lo largo del río desde el cruce Mezcala hasta el proyecto y helicóptero que vuela de la ciudad de Iguala al P.H. "El Caracol". También está en servicio la comunica-



4

TESIS PROFESIONAL
 Carlos Castelazo Werckle
 Fernando Urzúa Atilano

FIG. I

LOCALIZACION

ción telefónica y por radio.

II.1.3 Clima y vegetación

El clima de la zona del proyecto corresponde al tipo tropical semiseco y se tiene una época de lluvias durante los meses de julio, agosto y septiembre. Durante esta época, las lluvias se registran con poca frecuencia.

La ausencia de vientos regulares en la zona, a causa del alto sistema montañoso hace que las lluvias sean fuertes y de corta duración, lo cual produce que se tengan grandes avenidas aumentando el gasto del río Balsas y sus afluentes.

La precipitación media anual se ha registrado en unos 1040 mm teniéndose temperaturas de 45°C la máxima y 10°C la mínima, con una temperatura media anual de 28°C.

El tipo de vegetación predominante está formado por cactáceas y arbustos de poco follaje, la cual se pierde durante la estación de secas. Las zonas para cultivo son muy escasas debido a la carencia de suelos y planicies adecuadas, además que la siembra es de temporal. Las cosechas que se obtienen son de ajonjolí, maíz y frijol en las partes altas y melón y sandía en los depósitos aluviales próximos al río. (13)

II.2 Hidrografía

La cuenca del río Balsas se encuentra delimitada entre los meridianos $97^{\circ} 30'$ y $103^{\circ} 15'$ de longitud oeste y entre los paralelos $17^{\circ} 00'$ y $20^{\circ} 05'$ de latitud norte, cubriendo un área de drenaje aproximada de $108,000 \text{ km}^2$ abarcando parte de los estados de Jalisco, Michoacán, Guerrero, Véxico, Tlaxcala y Puebla.

Esta cuenca tiene sus orígenes en los arroyos procedentes de la sierra nevada y la Malinche y desemboca en el océano Pacífico, sirviendo como límite geográfico a los estados de Guerrero y Michoacán, con un escurrimiento anual de 14,000 millones de metros cúbicos.

Dentro de los principales afluentes del río Balsas se encuentran los siguientes; el río Atoyac, que se forma en lo que se considera el valle de Puebla. Este río, junto con los arroyos que bajan de la Sierra Madre del Sur, desemboca en el río Mixteco. Estos ríos se unen al río Nexpa el cual se origina de los deshielos y escurrimientos del Popocatépetl. Aguas abajo de estos, se les une el río Tlapaneco producido en la vertiente norte de la Sierra Madre del Sur, cambiando su nombre aguas abajo a río Mezcala.

El río Huitzucá, nace al norte del estado de Guerrero uniéndose a la corriente principal cerca del pueblo de Mezcala.

El río Cocula que se origina al sur de Taxco, Gro. desemboca en la corriente principal en el poblado de Balsas, Gro.

El río Zumpango nace al norte de Chilbancingo, Gro. desembocando a la corriente principal en el pueblo de Mezcala.

El río Alahuixtlán baja del distrito de Sultepec, Méx. desembocando a la corriente principal en el poblado de Totolapan.

El río Cutzamala está formado por la unión de los ríos Zitácuaro, al noreste de Michoacán y el Tilostoc al suroeste del Edo. de México desembocando al río Balsas aguas arriba de la ciudad de Altamirano.

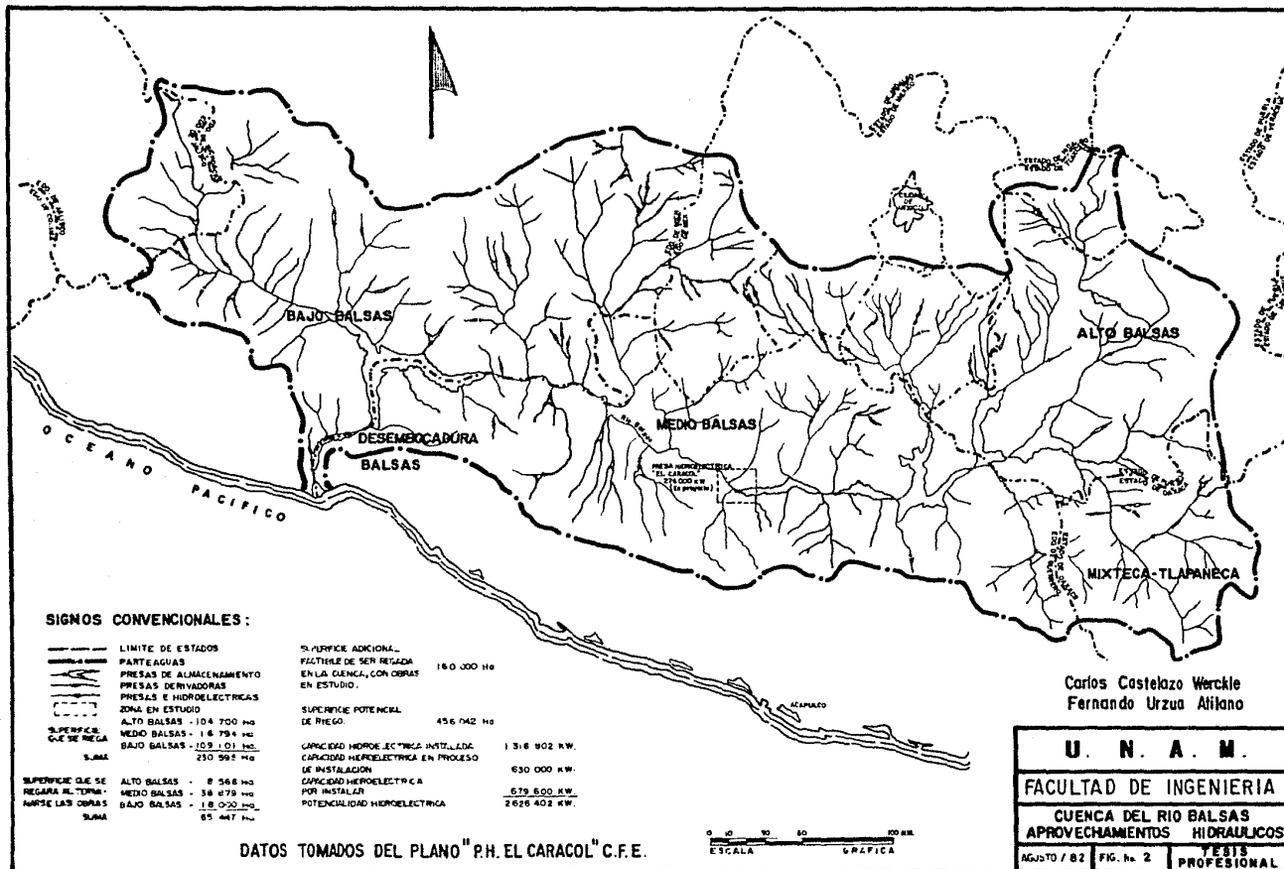
El río del Oro desemboca al río Balsas cerca de la población de Zirándaro.

El río Tacámbaro desemboca al río Balsas frente al poblado de San Jerónimo. (13)

Esta cuenca presenta una red de drenaje bien definida como se puede observar en la figura 2. A esta red se le considera en un estado de cierta madurez dentro del ciclo hidrológico teniendo aún sus disecciones en su mayor parte en forma de "V".

II.3 Fisiografía

La provincia fisiográfica de la cuenca del río Balsas, es característica de una zona que ha sufrido fuertes deformaciones de tipo tectónico, dando como resultado un terreno totalmente irregular, teniendo grandes extensiones montañosas que



han dejado escasas planicies para la agricultura. Estas zonas presentan pendientes muy pronunciadas, muchas de ellas provocadas por la extensa red de drenaje, pudiéndose aprovechar esta morfología en algunas zonas del río Balsas para la construcción de obras hidroeléctricas de alta generación.

Esta cuenca se puede considerar como una grán depresión, siendo su centro marcado por el curso del río Balsas.

La heterogeneidad de la zona ha sido causada principalmente por los grandes esfuerzos de deformación que ha sufrido, la amplia red de drenaje y los diversos cambios litológicos a ni-vel regional.

En la zona del proyecto, la red de drenaje se presenta bién integrada, lo que se ve claramente desde las zonas altas o en fotografías aéreas. Se puede detectar que la red presenta cierta orientación predominante con dirección norte-sur, viendose direcciones de drenaje variables que en algunos casos se deben a sistemas de fallas o fracturas o a cuerpos de origen ígneo.

La composición litológica de la Formación Mezcala, es propicia para el desarrollo de un drenaje creciente hacia abajo, teniendo todas sus disecciones en forma de "V", lo que es indicativo de un drenaje en estado juvenil, considerado éste dentro del ciclo geomórfico de erosión. El tipo de patrón que presenta la red es de ramificación.

La red de drenaje está controlada por la orientación de las estructuras primarias, como lo son los plegamientos producidos por esfuerzos provenientes en dirección oeste-este.

En las zonas volcánicas cercanas al proyecto, la morfología cambia considerablemente, pues se puede notar un drenaje poco definido en comparación al que presenta la formación Mezcala, ya que los cuerpos ígneos de esta zona, aparte de ser más recientes tienen una composición litológica más resistente. Esto se puede notar en los intrusivos de Cacalotepec que están situados al NW del proyecto formando fuertes acantilados. En esta zona se observa la presencia de tobas, traquitas, andesitas y riolitas con poca disección producida por el drenaje, sin seguir un patrón bien definido.

Las formaciones calcáreas aflorantes en la región, correspondientes a las calizas Morelos que presentan una topografía de aspecto redondeado teniendo zonas de carsticidad con su correspondiente formación de dolinas.

II.4 Geología regional

Los esfuerzos tectónicos que han tenido lugar en esta zona han dado origen a la formación de fuertes plegamientos que se pueden considerar como las estructuras geológicas principales.

Los anticlinales y sinclinales de esta zona tienen sus ejes orientados aproximadamente de norte a sur con sus planos axia

les con un echado de intensidad variable hacia el oeste.

Todos estos plegamientos han sido afectados en mayor o menor proporción por sistemas de fallas producidas durante la etapa tectónica terciaria y reacomodo de los plegamientos; así como, los esfuerzos que se siguen produciendo en la zona de las costas de Guerrero.

La variación en la formación de las estructuras, dependió en gran forma de la composición litológica de los paquetes afectados ya que en la parte noreste en donde existe predominancia de calizas de estratificación gruesa, más competentes a los esfuerzos, correspondientes a la Formación Morelos del cretácico inferior se presentan plegamientos de grandes extensiones, produciendo una morfología diferente a la de los paquetes de rocas arcillosas que presentan fuertes plegamientos.

La presencia de bancos evaporíticos hacia el oeste, subyacentes a la formación Morelos, provocaron un deslizamiento de las calizas masivas formando así estructuras plegadas más abiertas.

En la zona del poniente se produjo un cambio de facies habiendo depósito de sedimentos arcillosos que a causa de su incompetencia y gran compresión se produjo cierta ondulidad en esta secuencia. Los esfuerzos producidos en esta zona fueron de tipo cortante dando como resultado pliegues simétricos y asimétricos con ausencia de pliegues abiertos.

La zona sufrió un levantamiento que dió lugar a procesos de erosión principalmente producidos por los escurrimientos, teniendo como resultado que la secuencia de la Formación Mexcala aún no se haya podido medir completa.

En los depósitos aluviales cuaternarios del río Balsas no se han tenido evidencias de desplazamientos que denoten la presencia de fallas activas, lo cual es de suma importancia ya que en la zona de la obra de cortina se ha detectado la presencia de una falla, denominada falla F-4, la cual se tratará en el capítulo V.

II.5 Descripción de las obras del P.H. "El Caracol" (3)

El proyecto hidroeléctrico "El Caracol" está planeado para tener una capacidad instalada de 570 MWH con lo que se espera generar 1,323 GWH anuales. Esta generación se obtendrá con una carga hidráulica de diseño de 91.20 m proporcionada por un embalse de 40 km de longitud aproximadamente, que cubrirá un área de 46.8 km² a la elevación 521 msnm lo que dará un almacenamiento de agua de 1,750 millones de metros cúbicos.

Las obras civiles que integran el proyecto son las que se ilustran en la figura 3 y que se describen en seguida.

II.5.1 Obras de desvío

Se construyeron dos ataguías desplantadas a las elevaciones

415 y 412 msnm, una aguas arriba cuya corona alcanza la elevación 460 msnm y la otra aguas abajo con la corona a la elevación 440 msnm. Las dos son de enrocamiento a voltéo, con un corazón impermeable de arcilla y taludes de 2:1.

Para canalizar el agua de la corriente de modo que se contara con la suficiente longitud de cauce seco para la construcción de las obras, se abrieron dos túneles de desvío sobre la margen derecha, atravesando el denominado "Filo de los Ajonjolies". Además, para controlar las filtraciones, se construyó en la atagüa de aguas arriba una pantalla impermeable de 20 m de profundidad, que es el espesor promedio del aluvión del río.

Los túneles de desvío, proyectados sin revestimiento, tienen unos 400m de longitud, 13 m de altura interior y pendientes de 0.01 y 1.36 por ciento.

El diseño de los túneles se hizo para una capacidad máxima de 4,172 m³/seg basándose en los datos hidrológicos de la cuenca. Se registraron los gastos máximos de las estaciones hidrométricas de San Juan Tetelcingo y Santo Tomás. El gasto considerado fué de 671 m³/seg durante el período de estiaje, (de diciembre a mayo).

Obra de desvío

Tipo	Túnel
No. de túneles	2
Sección mortal	13 x 13 m

Gasto total de descarga	4,350 m ³ /seg
Avenida de diseño	4,615 m ³ /seg
Periodo de retorno	50 años

II.5.2 Cortina

La alta sismicidad de la zona y la disponibilidad relativamente cercana de los bancos de arcilla, de enrocamiento y de aluvión del río fueron factores decisivos para la elección de una cortina del tipo materiales graduados. El proyecto de la sección máxima de la cortina se basó en el esquema propuesto por el Instituto de Ingeniería de la UNAM considerando la utilización de los materiales de construcción existentes en la zona, figura 4.

Cortina

Tipo	Materiales graduados
Altura máxima	126 m
Elevación de la corona	526 msnm
Longitud de la corona	345 m
Ancho de la corona	12 m
Bordo libre	5 m
Volumen total de la cortina	6,261,118 m ³

II.5.3 Obra de excedencias

Consiste de dos vertedores sobre la margen derecha, uno de servicio y otro de emergencia. La descarga se hará por dos canales a cielo abierto que terminan en un deflector de tipo salto de esquí a la elevación 440 msnm.

Obra de excedencias
Vertedor

Tipo	Canal a cielo abierto
Número de canales	2
Sección: variable en el ancho	112.60 m
Avenida de diseño	17,760.0 m ³ /seg
Volumen de la avenida	9,012 x 10 ⁶ m ³
Duración	17 días
Capacidad total de descarga	17,000 m ³ /seg
Elevación de la cresta	498 msnm
Longitud total de la cresta	77.6 m
Estructura terminal: deflector	30 ⁰

II.5.4 Obra de toma

Esta obra se localiza sobre la margen derecha del río a una elevación de 470 m. Se tienen proyectadas tres rejillas correspondientes a las tres tomas que se tendrán. Cada rejilla tendrá lumbreras con ranuras para dos compuertas de tipo emergencia y dos compuertas de servicio. El paso máximo de agua, que permitirá cada toma será de 243.40 m³/seg.

Obra de toma

Estructura de rejillas y compuertas. Dimensiones	5.87 x 7.50 m
Sección:	Variable
Gasto máximo considerado por toma	243.40 m ³ /seg

II.5.5 Conducción a presión

La conducción a presión consistirá de tres conductos, cada uno de ellos con un tramo semihorizontal y otro inclinado, conectados estos tramos por curvas verticales.

Conducción a presión

Número de conductos	3
Sección	Circular
Diámetro	6.50 m
Longitud	296.93 m
Sobrepresión máxima	38.61 m

II.5.6 Casa de máquinas

La casa de máquinas, alojada en el "Filo de los Ajonjolíes", se ha proyectado como una caverna de 112 m de longitud y 23 m de ancho, con una altura de 52 m en donde se alojarán las turbinas y una altura de 34 m en el área de trabajo. En una excavación contigua a la casa de máquinas se encontrará la sala de tableros y superficialmente, a la elevación 485 msnm estará la plataforma a cielo abierto en donde quedarán instalados los transformadores.

Casa de máquinas

Tipo	Subterránea
Turbinas	
Tipo	Francis, eje vertical

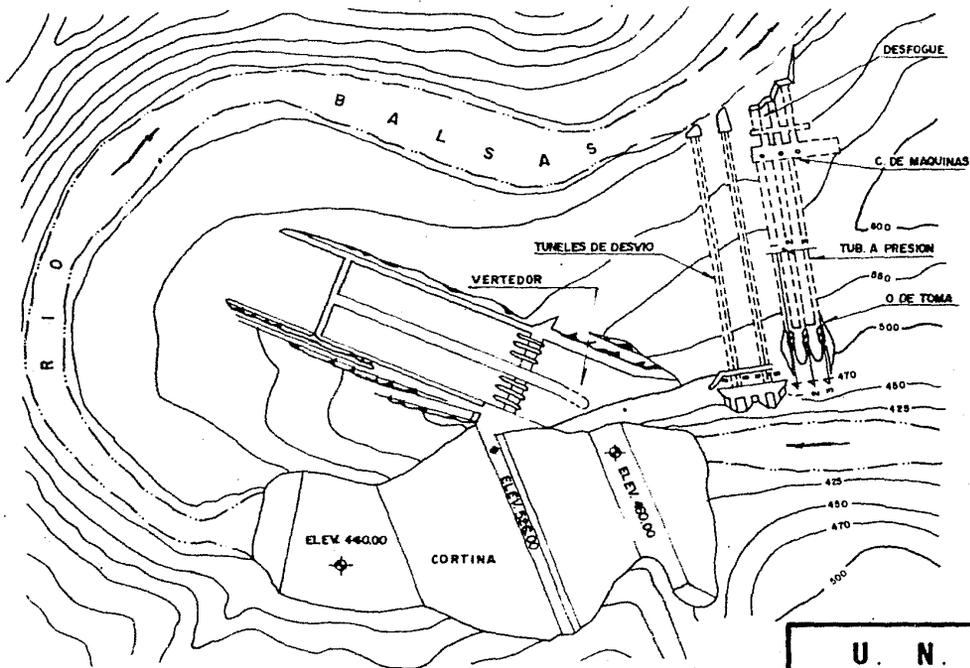
Número	3
Velocidad nominal	128.57 rpm
Carga de diseño	91.20 m ³
Gasto de diseño	237.90 m ³ /seg
Tiempo de cierre del distribuidor	9 seg
Sobrevelocidad	51.50 %
Factor de planta	0.27
Generadores	
Capacidad nominal	211,000 kva
Frecuencia	60 cps
Factor de potencia	0.95
Tensión nominal	15 kv
Número de polos	56
Velocidad de desboque	233 rpm
Transformadores de potencia	
Tipo de unidad	Trifásico
Tipo de enfriamiento	FOW
Capacidad nominal	225 mva
Tensión primaria	15 kv
Tensión secundaria	230 kv

II.5.7 Obras de desfogue

Serán tres túneles de sección circular con pendientes del 1.0 por ciento que deberán desalojar un gasto de 245 m³/seg por unidad de desfogue.

Obra de desfogue

Tipo	Túnel
Sección	Circular
Diámetro	9 m
Longitud	103.60 m

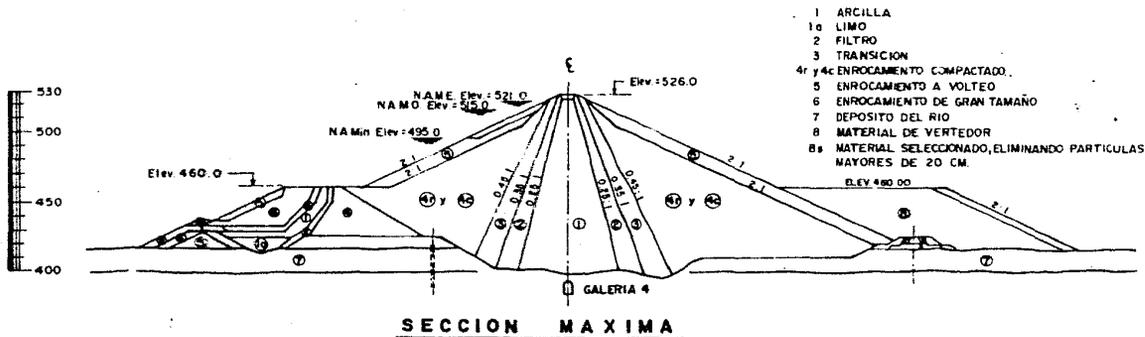


TESIS PROFESIONAL

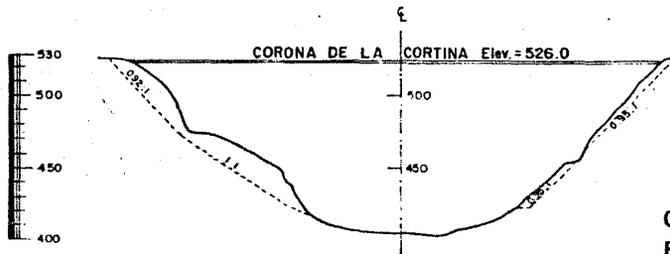
Carlos Costelazo Werckle
Fernando Urzúa Atilano

LOCALIZACION DE OBRAS CIVILES
TOMADO DE PLANO "P.H. EL CARACOL" C.F.E.

U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
CROQUIS DE LOCALIZACION	
AGOSTO/82	FIG No. 3
TESIS PROFESIONAL	



SECCION MAXIMA



PERFIL DEL EJE DE SIMETRIA

TOMADO DE PLANO "P.H. EL CARACOL" C.F.E.

Nº	DESCRIPCION	VOL. M ³
1	Arcilla (Corazón impermeable)	926,127.0
2	Grava-arena (limpia y bien graduada tamaño máximo 8cm)	459,088.0
3	Grava-arena bien graduada tamaño máximo 15 cm	542,763.0
4r y 4c	Rezoa o Material de canchra	2'710,178.0
5	Enrocamiento (tamaño de 30 cm. - 100 cm.)	366,367.0
6	Enrocamiento grande (tamaño mayor a 1 m ³)	57,940.0

TOTAL 5'262,463.0

Ataguia aguas arriba	952,140.0
Ataguia aguas abajo	46,515.0

GRAN TOTAL 6'261,118.0

Carlos Castelazo Werckle
 Fernando Urzúa Alilano

U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
SECCION MAXIMA DE CORTINA P.H. EL CARACOL	
AGOSTO/82	FIG. No. 4
TESIS PROFESIONAL	

III. Principios de tratamiento de macizos rocosos

III.1. Objetivo

La construcción de una presa, siendo una obra de ingeniería civil muy importante, requiere de una seguridad que garantice su funcionamiento óptimo.

Uno de los puntos importantes a considerar en el proyecto de una presa es el estudio del terreno en donde quedarán des^{pl}antadas las estructuras que la componen.

Así pues, durante los trabajos exploratorios se reconoce la geología del lugar a la vez que se obtienen, por medio de muestras, las propiedades físicas y mecánicas necesarias para el conocimiento actual de la roca. Más aún, al hacer la limpieza del recinto de una cortina para preparar la superficie de desplante de la estructura, se descubren los detalles del terreno ocultos por el suelo residual o por el aluvión del río. Dentro de estos detalles, está la aparición de grietas anchas o zonas altamente fracturadas, con rellenos diversos, que fueron producidas por tectónica o por decompresión de la ladera.

Una vez que se tienen datos generales acerca de las propiedades físicas y mecánicas de la roca en el sitio de la obra, se determina, en base al funcionamiento y localización de las estructuras que componen la obra, la necesidad de mejorar estas propiedades.

Con el tratamiento de la roca, se busca obtener estas mejoras que se traducen en la reducción de la permeabilidad y/o reducción de la deformabilidad y/o aumento de la resistencia del macizo rocoso.

Para poder lograr estos propósitos, las técnicas utilizadas con mayor frecuencia, son la inyección de lechadas, el drenaje y el anclaje.

III.2. Inyecciones (6)

Con el nombre de inyecciones se conoce al proceso mediante el cual se rellenan los huecos o fisuras de un macizo rocoso por medio de mezclas o lechadas de cemento y otros componentes con el propósito de reducir la permeabilidad del macizo rocoso y/o aumentar su resistencia y su módulo de elasticidad.

III.2.1. Terrenos susceptibles de ser inyectados

Básicamente son dos los terrenos que se tratan a base de inyecciones, estos son los terrenos aluviales y los macizos rocosos fisurados.

Para determinar el método de inyección y la naturaleza de la lechada a inyectar, se deben conocer algunas propiedades del terreno como la porosidad, el estado de fisuración y la permeabilidad.

Así por ejemplo, los terrenos aluviales casi siempre deben tratarse para su impermeabilización ya que su relación de vacíos es muy grande y son terrenos muy heterogéneos, mientras que la permeabilidad de los macizos rocosos depende esencialmente de la naturaleza de la roca, de su estado de fisuración, del fracturamiento y de la carga hidráulica.

Con el objetivo de consolidar el terreno, las inyecciones son utilizadas con mayor frecuencia en la construcción de túneles cuando la roca presenta un grado de fisuración que dificulta la excavación por no haber estabilidad del material de las paredes y la bóveda ocasionando derrumbes constantes. Efectuando una inyección de consolidación, se obtiene la estabilidad necesaria para ejecutar la excavación sin dificultad.

III.2.2 Mezclas de inyección

Son tres los tipos de mezclas que se utilizan en el tratamiento de un macizo rocoso, estas son; mezclas inestables, mezclas estables y mezclas a base de productos químicos.

Las mezclas inestables tienen agua en exceso. Esta agua tiene que ser liberada de la mezcla antes de que pueda fraguar y endurecerse, pudiendo escapar de la mezcla ya sea por filtración en el terreno o por decantación de la propia mezcla al o quedar una capa de agua sobre ella.

Las mezclas estables prácticamente no tienen agua en exceso.

Esto significa que las partículas de cemento no se asientan en la mezcla antes del fraguado y la mezcla fragua como una masa homogénea.

Para obtener una mezcla estable, es suficiente, agregar cierta cantidad de bentonita. La estabilidad se obtiene ensayando con la dosificación y preparación de la mezcla.

Las mezclas a base de productos químicos son líquidas que sufren el proceso de gelificación, no presentan consistencia y tienen baja viscosidad. Estas mezclas pueden penetrar fácilmente por pequeñas fisuras y en arenas muy finas. Los productos más utilizados en la actualidad son los geles de silicato de sodio y algún reactivo.

III.3. Propiedades de las mezclas

Las mezclas inestables y estables tienen ciertas propiedades que dependen en gran medida de la dosificación de la mezcla, el orden en que se mezclan los agregados, la velocidad de batido y el proceso de preparación.

III.3.1. Viscosidad

La forma comúnmente empleada en el campo para medir la viscosidad aparente o fluidez de una lechada, es utilizando conos calibrados. Estos conos son de tres tipos; el cono tipo Marsh, el Mecasol y el Prepakt, y se utilizan según sea la consistencia

cia de la lechada. Estos conos son simplemente recipientes de dimensiones conocidas los cuales se llenan con un volumen de lechada de 1 a 1.5 litros hasta el borde para despues medir el tiempo necesario, en segundos, para que la lechada salga por el orificio del cono. Este tiempo depende de la viscosidad, del límite de fluencia y de la densidad de la mezcla.

El cono Marsh no indica en sí la viscosidad física de la lechada sino una viscosidad aparente, que es una combinación compleja de viscosidad y resistencia. Desde este punto de vista las mezclas inestables y estables son muy diferentes. Las primeras se comportan aproximadamente como un líquido Newtoniano y las segundas como un líquido Binghamiano.

La viscosidad de un líquido Newtoniano que muestra el mismo comportamiento aparente bajo las mismas condiciones depende de su agitación y su envejecimiento. En reposo su viscosidad aparente es muy grande, disminuye cuando la agitación aumenta. A un bajo gradiente de velocidad, una mezcla inestable puede tener una más alta viscosidad aparente que una mezcla estable, pero a un gradiente elevado, puede tener una viscosidad aparente más baja.

Por otro lado, la penetración de la mezcla en una fisura fina no es una cuestión de viscosidad de la misma. Por lo general una alta viscosidad requiere una presión mayor para lograr el mismo flujo en la fisura. La penetración de una mezcla hecha con partículas sólidas en una fisura fina está en función del

ancho de la fisura con respecto a la cantidad de partículas sólidas de la mezcla, cuyo tamaño es del orden de magnitud del ancho de la fisura o mayor. Las partículas grandes rápidamente sellarán la entrada de la fisura en el barreno, evitando que penetre más la mezcla. Esta es la razón por la cual es importante para la inyección no solo usar cemento fino, por ejemplo, cemento con una alta superficie específica Blaine, sino también cemento sin partículas gruesas, con menos del 1.0 por ciento retenido en la malla 200. A este respecto las mezclas inestables y estables son iguales.

III.3.2. Decantación

La decantación es el espesor de la lámina de agua que se forma sobre una suspensión después de la sedimentación de sus partículas sólidas.

Los efectos que produce la decantación son la aparición de fisuras en la mezcla ya endurecida y una disminución del contenido de agua antes del fraguado inicial alterándose con esto la relación agua-cemento.

Como ya se mencionó, las mezclas estables presentan muy poca agua en exceso por lo que el fenómeno se suprime utilizando este tipo de mezclas.

III.3.3. Exprimido

Es el nombre que se le da a la separación de agua de una lechada estable que se filtra a través de fisuras muy pequeñas cuando se somete a la presión de inyección. Esto también trae como consecuencia un cambio en la relación agua-cemento antes del fraguado inicial.

III.3.4. Tixotropía y reopexia

La tixotropía es un fenómeno que presentan ciertas suspensiones de arcilla en agua que consiste en el aumento de la viscosidad aparente de un fluido al disminuir la velocidad de circulación de este. Al fenómeno contrario se le conoce como reopexia.

Cuando se habló de la viscosidad aparente de una mezcla se vio que ésta es función de su agitación y su envejecimiento. Ahora bien, la velocidad de un fluido, en gran medida es una forma de agitación. Por lo tanto, la tixotropía y la reopexia aparecerán en ciertas mezclas y dependerá básicamente de la naturaleza y preparación de la suspensión arcilla-agua.

Una mezcla con un comportamiento tixotrópico permite su penetración a velocidades grandes obteniéndose una mejor penetrabilidad, finalmente al disminuir la velocidad, la mezcla adquiere la viscosidad suficiente para evitar la decantación de los granos de cemento fraguando así como una masa homogénea. La reopexia puede provocar obstrucciones en las tuberías durante la inyección de la mezcla.

III.3.5. Resistencia a la compresión simple

La resistencia a la compresión simple de una mezcla de inyección es función de su relación agua-cemento. A mayor relación A/C, la resistencia disminuye y a menor relación la resistencia aumenta. El porcentaje de bentonita agregada a la mezcla no parece traer cambios significativos en la resistencia.

La resistencia de una mezcla de inyección se ha de determinar de acuerdo al objetivo del tratamiento, teniendo en cuenta que el efecto de la interacción entre la mezcla y el terreno son predominantes en las propiedades del conjunto.

III.3.6. Resistencia al destaponamiento

Una de las características más importantes de las mezclas de inyección, es su resistencia al destaponamiento la cual cobra importancia en el caso de la construcción de una pantalla impermeable. En este caso, la presión que se ejerce, producto de la carga hidráulica que genera el embalse sobre la pantalla tenderá a empujar el relleno de las fisuras y destaparlas.

El estudio de este fenómeno lo realizó Mandel (1943) quien su puso dos casos: el de un relleno con material puramente cohesivo y un relleno con material cohesivo friccionante. Estableció que para un relleno con material cohesivo la resistencia es:

$$q = \frac{Q}{e} = 2 C \frac{x}{e}$$

Para un relleno con un material cohesivo friccionante, la resistencia al destaponamiento es:

$$q = \frac{Q}{e} = \frac{C}{\operatorname{tg} \phi} (e^{kx/e} - 1)$$

en donde $k = 2 \operatorname{tg} \phi (\cotg \phi + \phi + \frac{\pi}{2})$

$Q = (\text{Kg/cm}) =$ presión hidrostática a la profundidad de la fisura y por unidad de ancho de la fisura.

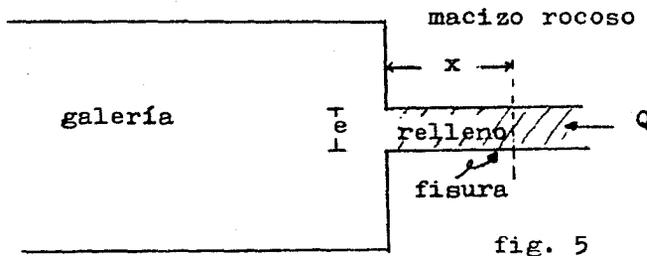
$e = (\text{cm}) =$ espesor de la fisura

$C = (\text{Kg/cm}^2) =$ cohesión

$x = (\text{cm}) =$ longitud del tapón

$\phi =$ ángulo de fricción interna del relleno.

El sentido de las literales en las expresiones anteriores se ve en el esquema siguiente:



Para ejemplificar supongamos los siguientes datos: cohesión, $C = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$; longitud, $x = 100 \text{ cm}$; abertura de la fisura, $e = 1 \text{ cm}$. Se tendrá que para el primer caso la resistencia al

destaponamiento (q) será igual a 20 Kg/cm^2 . Si se considera que el material de relleno tiene un ángulo de fricción interna $\phi = 1^\circ$, entonces, la resistencia al destaponamiento es aproximadamente $q = 200 \text{ Kg/cm}^2$.

Los valores anteriores nos dan un orden de magnitud y nos muestran que puede permanecer un relleno natural o inyectado prácticamente sin ningún riesgo. (6)

III.4. Inyección de rocas fisuradas

La infiltración y el flujo de agua a través de un macizo rocoso depende de su estado de fisuramiento, es decir, depende del número de discontinuidades existentes, de la intercomunicación de las mismas, del tipo de relleno y de su estado físico.

Por lo tanto, con el fin de impermeabilizar alguna zona de interés, un tratamiento será efectivo si los barrenos de inyección interceptan los patrones de fracturamiento más importantes. El orden de importancia se debe establecer no tan solo por las características de permeabilidad.

De las características que se deben considerar para establecer el orden de importancia de las discontinuidades tenemos:

- la abertura de las fallas o fracturas
- el espesor y el tipo de relleno
- las zonas con presencia de agua

La inyección en medios fisurados se realiza a través de barrenos perforados en la roca, los cuales se hacen con perforadoras de percusión o perforadoras de rotación. En la práctica, ofrece mayores ventajas de tipo constructivo la perforación por percusión ya que la maquinaria que se utiliza es más practica y solo se requiere de un operario.

Para dejar listo un barreno para inyección, se deben efectuar dos operaciones básicas. La primera es la perforación, que se realiza con cualquiera de los dos tipos de perforadora que se mencionaron anteriormente. La segunda es la limpia del barreno, que se realiza utilizando agua y aire a presión mediante la introducción en el barreno de un tubo tipo chiflón lateral. Se debe aplicar la presión necesaria para que pueda salir el material producto de la barrenación, considerándose limpia la perforación en el momento en que el agua retorna limpia.

La ejecución de la inyección se puede realizar mediante tramos de regreso o tramos de avance.

La inyección por tramos de regreso se ejecuta después de hacer la perforación del barreno en toda su longitud. Se inyectan tramos de 5m comenzando por el fondo de la perforación y se asciende progresivamente conforme va quedando inyectado cada tramo. La parte superior del tramo que se inyecta se cierra mediante un obturador.

Con este método se tiene la ventaja de poder ajustar la lecha

da de acuerdo al comportamiento que se observe en cada tramo. Además se tiene la ventaja de emplear el equipo de perforación independientemente al de la inyección.

En el caso de macizos rocosos muy fisurados, no se pueden utilizar los tramos de regreso ya que la lechada puede pasar a través del obturador y regresar hacia el exterior provocando la adherencia de la tubería de inyección a la perforación.

Por otra parte, los tramos de avance consisten en inyectar tramos de 5 m a medida que se ejecuta la perforación, es decir, se inyecta un tramo y se reperfora a fin de perforar un nuevo tramo que se inyecta colocando un obturador al fondo del tramo anterior.

Este método no permite la utilización del equipo de perforación y el de inyección de una forma independiente por lo que resulta más costoso, sin embargo, se tiene la ventaja de no ser necesario prefijar la profundidad de inyección, adaptándose las presiones y lechadas a las condiciones del tramo perforado.

En los macizos rocosos muy fisurados y de mala calidad es en donde se requiere con mayor frecuencia la utilización de los tramos de avance.

III.5. Técnicas de inyección

Básicamente son dos las técnicas que se utilizan en la inyección de macizos rocosos fisurados, estas técnicas son la americana y la europea.

III.5.1 Técnica americana

Esta técnica se utiliza generalmente cuando se realizan inyecciones de mezclas inestables.

Para evitar la sedimentación que se produce en este tipo de lechadas, las bombas de inyección alimentan tanto a la boca de la perforación como a una línea de retorno. La lechada que se bombea excede a la cantidad de lechada que se inyecta por lo que este excedente circula por la línea de retorno para evitar la sedimentación en el sistema de inyección. fig. 6A

Las bombas de inyección utilizadas proporcionan gastos de varios centenares de litros por minuto y las presiones de inyección utilizadas son de alrededor de 1 lb/pulg^2 por pie de profundidad, aunque estas presiones se deben ajustar analizando cuidadosamente los registros de inyección ya que no existen especificaciones fijas a este respecto que se adapten a todas las condiciones geológicas que se encuentren.

III.5.2. Técnica europea

Esta técnica, a diferencia de la americana, se utiliza por lo común para la inyección de mezclas estables en medios fisura-

FIG. 6 A DISPOSITIVO AMERICANO DE INYECCION

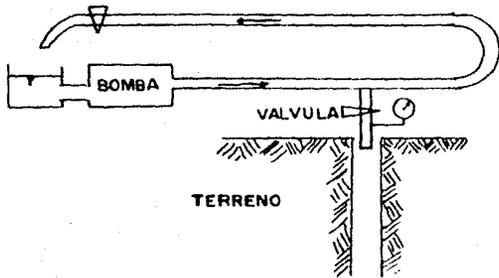
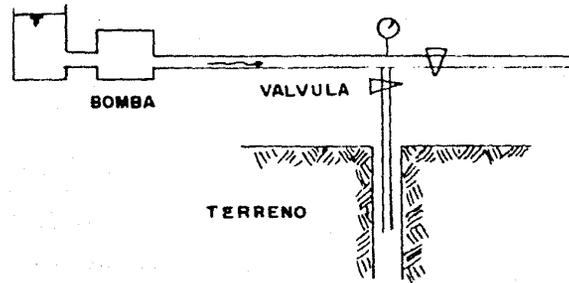


FIG. 6 B DISPOSITIVO EUROPEO DE INYECCION



TESIS PROFESIONAL

Carlos Castelazo Werckle

Fernando Urzua Atilano

FIG 6 DISPOSITIVOS DE INYECCION

TOMADO DE PLANO "PH. EL CARACOL" C.F.E.

os y al igual que estas mezclas ofrecen ventajas sobre las mezclas inestables, la técnica europea ofrece mejor control y calidad en la inyección ya que se emplean bombas de inyección más especializadas, se tienen todas las ventajas que ofrecen las lechadas estables y además la inyección se realiza a través de una línea directa. Fig. 6B

Igual que en la técnica americana, en la técnica europea las presiones de inyección adecuadas para el terreno que se trate se deben determinar con base en pruebas de inyección realizadas en campo. Es costumbre que se pruebe la presión de inyección de 1 kg/cm^2 por metro de profundidad y en caso de no tenerse efectos indeseables en el terreno se adopta esta presión.

Durante la inyección de un tramo de 5 m se debe llegar a la presión máxima, que se debe alcanzar progresivamente. Esto se debe a que al empezarse la inyección, el consumo de lechada será mayor que al finalizar la inyección, ya que al ir avanzando el proceso de inyección se irán llenando las fisuras y los huecos del terreno.

Al principio de la inyección, la presión de inyección es función directa del gasto que se inyecta. Para permitir que la lechada vaya penetrando a través de todas las fisuras del medio será mejor que el gasto, y por ende la presión sean bajas. De otra forma, si se pretende inyectar a una presión muy elevada, lo que se logra es un incremento en la abertura de las fisuras, se induce un fisuramiento en zonas débiles, se produce una deformación indeseable en la superficie del terreno y

además la lechada no tendrá tiempo de penetrar en algunas fisuras. Se puede ver por lo tanto, que la presión de inyección debe ir ascendiendo conforme evoluciona la inyección hasta llegar a la presión máxima posible que soporte el terreno. A la presión máxima alcanzada en una inyección se le llama presión de rechazo.

Se puede definir a la presión de rechazo como la máxima presión alcanzada cuando casi no hay flujo de lechada en el barrenno.

Para conseguir un buen tratamiento es necesario tener una presión de rechazo tan alta como sea posible, pero tal presión puede ser perjudicial si se induce un desorden en la estabilidad del macizo. Esta es una de las partes más delicadas de la técnica de inyección.

Basándonos en la experiencia de las inyecciones realizadas en el proyecto hidroeléctrico "Chicoasén" Chis. que permite tener una idea de como se debe ir aumentando la presión de inyección conforme va disminuyendo el consumo del barrenno inyectado es el de aumentar la presión gradualmente con el fin de observar como se va comportando la inyección. Si por ejemplo, el consumo observado es de 60 lts/min o más se debe de mantener la presión baja, alrededor de $1/3$ de la presión de rechazo y si el consumo es bajo, menor de 20 lts/min se debe aumentar gradualmente la presión hasta la de rechazo.

Normalmente, a medida que la inyección progresa, la presión aumenta y el flujo disminuye hasta alcanzar la presión de rechazo casi sin flujo.

Hay ocasiones en que se presenta el caso en que a presiones bajas el consumo es alto durante un tiempo grande, esto indica que se está inyectando una fisura grande o una cavidad. En este caso se debe inyectar una lechada o un mortero inestable que proporcione la sedimentación necesaria para que la cavidad o fisura se rellene.

III.5.3. Ventajas y desventajas que presenta la inyección de mezclas estables e inestables

La naturaleza de las mezclas de inyección ofrece, en el caso de las mezclas estables, mayores ventajas que las mezclas inestables las cuales se utilizan cada vez menos.

Las desventajas que se tienen en la inyección de una mezcla inestable son las siguientes:

- Necesidad de tener una línea de retorno de la inyección a las bombas en el caso de bajos consumos con el fin de hacerla circular en los tubos con una velocidad que prolongue el tiempo de fraguado y de decantación.
- Por otra parte en la perforación y en las tuberías esta circulación no es posible cuando hay un consumo muy bajo ya que la decantación puede ocurrir causando el taponamiento de la perforación.
- En las fisuras finas, la extrusión rápida de agua libre de

la mezcla bajo presión restringe la penetración de la misma.

- En huecos grandes el asentamiento de la mezcla antes del fraguado puede hacer que los huecos no se llenen completamente.
- Esta clase de mezcla es muy sensible al lavado y al efecto de dilución por el agua del terreno.

Por otro lado, las ventajas que ofrecen las mezclas estables son las siguientes:

- Esta clase de mezcla no tiene riesgo de sedimentación rápida o decantación en los tanques, tubos y perforaciones aún si la mezcla permanece en reposo por un largo tiempo.
- Es posible evitar la línea de retorno de mezclas.
- Se obtiene la penetración profunda en fisuras finas debido a un tiempo de filtración más largo. La mezcla mantiene su agua, permanece fluida por un tiempo mayor y puede penetrar en las fisuras finas.
- Hay un mejor sellado de grandes cavidades debido a la baja sedimentación.
- Buena resistencia al arrastre por lavado del agua del subsuelo durante la inyección.

Las experiencias que se han tenido en México por parte de la Comisión Federal de Electricidad, han llevado a la conclusión de que la utilización de mezclas estables en los trabajos de impermeabilización y/o consolidación, es la más recomendable.

III.6. Mezclas de inyección utilizadas en el P. H. "El Caracol"

Para el tratamiento de la roca del P.H. "El Caracol" Gro. se ha aprovechado la experiencia de campo y laboratorio que se obtuvo durante la construcción del P.H. "Chicoasen", Chis.

De los resultados de las investigaciones realizadas se obtuvieron las conclusiones siguientes. (5)

III.6.1. Preparación y manejo de mezclas en la obra

Se pudo observar que el orden de adición de los agregados es muy importante, así para una mezcla agua-cemento-bentonita el orden de mezclado debe ser agua-bentonita-cemento; para una mezcla agua-cemento-silicato, su preparación debe realizarse en el orden agua-silicato-cemento; para un mortero agua-arena-cemento-bentonita su orden de preparación debe ser agua-bentonita-cemento-arena; una lechada agua-cemento-bentonita-silicato debe prepararse en el orden agua-silicato-bentonita-cemento.

Se ha visto en el laboratorio y en el campo que si se cambia este orden se pueden tener cambios en la fluidez, en el peso volumétrico de las lechadas y en la resistencia esperada así como formación de grumos.

El calentamiento del agua para la preparación de las mezclas debe preverse ya que al aumentar la temperatura de la mezcla se presenta el riesgo de fraguado rápido pudiéndose inyectar la mezcla ya comenzado su proceso de fraguado lo cual no es de-

seable.

Deben usarse mallas en las plantas dosificadoras con el fin de tamizar el cemento y así evitar el paso de partículas gruesas.

III.6.2. Proporcionamiento y propiedades de las mezclas

En el P. H. "Chicoasen", Chis. se recomendó para las inyecciones el uso sistemático de mezclas estables por lo que se investigaron las propiedades de la mezclas denominadas A, B y C.

Los requerimientos de estas mezclas debían ser: una fluidez promedio de 36 seg a través del cono Marsh, menos del 5 por ciento de agua libre y una resistencia a la compresión simple variable dependiendo de la relación A/C.

Propiedades de las mezclas investigadas (5)

Mezcla	Proporción base	Propiedades
Apasco A	agua 79 lts cemento 50 Kg bentonita 22.4 lts	fluidez: 35-37 seg densidad: 1.28 gr/cm ³ sedimentación: 95% de sólidos f'c a los 28 días: 15 Kg/cm ² Volumen por saco de cemento: 117.9 lts Kilogramos de cemento por litro de mezcla: 0.424 Kg

Mezcla	Proporción base	Propiedades
Apasco B	agua 53 lts	fluidez: 36-38 seg
	cemento 50 Kg	densidad: 1.48 gr/cm ³
	bentonita 10 lts	sedimentación: 96% de sólidos
		f'c a los 28 días: 38 Kg/cm ²
		Volumen por saco de cemento: 79.5 lts
		Kilogramos de cemento por litro de mezcla: 0.629 Kg
Apasco C	agua 38.5 lts	fluidez: 33-35 seg
	cemento 50 Kg	densidad: 1.5 gr/cm ³
	bentonita 3.3 lts	sedimentación: 97% de sólidos
		f'c a los 28 días: 87 Kg/cm ²
		Volumen por saco de cemento: 58.3 lts
		Kilogramos de cemento por litro de mezcla: 0.837 Kg
Cruz Azul A	agua 67.5 lts	fluidez: 39.5 seg
	cemento 50 Kg	densidad: 1.28 gr/cm ³
	bentonita 34.5 lts	sedimentación: 93% de sólidos
		f'c a los 28 días: 15 Kg/cm ²
		Volumen por saco de cemento: 118.5 lts
		Kilogramos de cemento por litro de mezcla: 0.422 Kg
Cruz Azul B	agua 48.5 lts	fluidez: 39.4 seg
	cemento 50 Kg	densidad: 1.4 gr/cm ³
	bentonita 15.0 lts	sedimentación: 94% de sólidos

Mezcla	Proporción base	Propiedades
		f'c a los 28 días: 39 Kg/cm ² Volumen por saco de cemento: 80 lts Kilogramos de cemento por litro de mezcla: 0.625 Kg
Cruz Azul C	agua 36.5 lts cemento 50 kg bentonita 5.5 lts	fluidez: 38.3 seg densidad: 1.55 gr/cm ³ sedimentación: 95.5% de sólidos
		f'c a los 28 días: 86.4 Kg/cm ² Volumen por saco de cemento: 58.5 lts Kilogramos de cemento por litro de mezcla: 0.855 Kg

La bentonita debe mezclarse primero con agua fresca, hasta hacer un lodo. Este lodo debe mantenerse por lo menos 12 horas para que la bentonita quede bien hidratada.

III.6.3. Tiempo de fraguado

Una de las preocupaciones más importantes fué la obtención del tiempo de fraguado inicial.

Se desarrollaron en el laboratorio pruebas de fluidez-tiempo con una relación A/C = 6/1+2% de bentonita. La mezcla se mantuvo en agitación constante representando de esta forma las condiciones reales.

Se vió que la fluidez no tenía cambios significativos confor-

me pasaba el tiempo, lo que trajo como conclusión que la fluidez no se ve afectada al momento del fraguado inicial.

El problema de la determinación del tiempo de fraguado inicial se agravó al registrarse un aumento de la temperatura del lugar, trayendo como consecuencia que las lechadas tuvieran temperaturas hasta de 48°C despues de 15 minutos de haber sido preparadas, lo que aceleraba el tiempo de fraguado inicial. (5)

Se resolvió ensayar en laboratorio, mezclas de relación A/C= 6/1+2% de bentonita calentandolas a diferentes temperaturas que varían desde 30 hasta 50°C y tomando muestras de esas lechadas a intervalos de 10 minutos para someterlas a pruebas de resistencia a compresión simple, considerando que el momento de fraguado inicial debería registrarse como una disminución notable de la resistencia mecánica de las mezclas.

Los resultados de estas pruebas no fueron del todo satisfactorias pues la variación en las resistencias no fué considerable en algunos casos y en otros se notaba un incremento de la resistencia inversamente a la disminución que se esperaba.

La explicación más probable que se puede dar es que las condiciones a las que se sometió la mezcla en el laboratorio no eran las mismas que en el campo. Mientras que en el laboratorio se calentaba el agua para preparar las mezclas, en el campo el calentamiento es progresivo influyendo en éste la temperatura inicial del agua, el calentamiento que sufren todos

los accesorios que contienen la mezcla como lo son las tuberías metálicas, las ollas de preparación de lechadas, las ollas de las plantas de inyección, las bombas y además un fenómeno que se pudo observar que fué el incremento más drástico de temperatura debido a la reacción que presentaba el cemento tipo III ante estas condiciones.

Otro factor importante fué la cantidad de mezcla ensayada, ya que en el laboratorio se utilizaron 5 litros de mezcla mientras que en el campo se preparan para una lechada de relación A/C= 6/1, 215 litros de mezcla.

Por último se decidió hacer las pruebas ensayando mezclas elaboradas en el campo tomando muestras a cada 10 minutos y midiendo la temperatura. Las muestras probadas fueron cilindros y cubos.

Los resultados de estas pruebas mostraron que existe una disminución considerable en la resistencia de los cubos de 50 minutos de batido pero la resistencia de los cilindros va disminuyendo progresivamente llegando a un momento en que para 80 minutos de batido no fraguaron.

Se concluye que existe para cada mezcla y bajo condiciones de trabajo, un tiempo de agitación límite, sin ser inyectadas, después del cual la lechada no fragua. En el ensaye de esta muestra el tiempo fué considerado de una hora máximo.

Tiempo(min)	f'c(cubos) Kg/cm ²	f'c(cilindros) Kg/cm ²	Temperatura °C
10	10.7	9.4	35
20	15.9	9.4	36
30	14.6	9.1	36
40	13.2	8.7	36
50	13.1	8.7	36
60	7.8	10.9	36
70	7.0	9.1	36
80	6.5	---	36
90	5.4	---	39
100	6.6	---	39
110	6.0	---	39
120	4.9	---	39

En pruebas semejantes se llegó a la conclusión que para las mezclas denominadas A, B y C, que son en principio las mismas utilizadas en el P. H. "El Caracol", el tiempo que pueden permanecer sin ser inyectadas es hasta de dos horas.

Con el trabajo realizado en el P. H. "Chicoasen," Chis. se tuvo una base para la utilización de las mezclas de inyección en el P. H. "El Caracol". Estas mezclas son de tipo estables agua-cemento-bentonita con las siguientes características:

Mezcla	A	B	C
Agua, lts	59	53	39
Cemento, Kg	50	50	50
Lodo bentonítico, lts	25	10	3
Volumen, lts	101	80	58

Estas mezclas se deben de ir adecuando de acuerdo a las observaciones en el campo.

En el P. H. "El Caracol" se cuenta con un laboratorio de mezclas de inyección cuyas actividades son las de investigar el comportamiento y características físicas y mecánicas de las mezclas estables que se utilizan en los tratamientos de la roca con el fin de mejorar el control de calidad en el manejo y preparación de éstas. Asi mismo, se cuida el buen proporcionamiento de las lechadas inestables utilizadas en los contactos concreto-roca. Esto se lleva a cabo mediante la comparación de las propiedades físicas obtenidas en el laboratorio y en el campo.

El proporcionamiento y propiedades de las mezclas que se han especificado en el campo son las que se dan en la página siguiente.

En el mismo laboratorio se ha emprendido una investigación para conocer las propiedades de los geles que se inyectan en los casos especiales de silicatización previa.

La adición de un silicato de sodio en una proporción conveniente de reactivo como electrolito, ácido u otras soluciones coloidales constituye una solución que al cabo de un tiempo más o menos largo se transforma el gel. Este puede ser según el caso, duro o plástico.

Mezclas preparadas en laboratorio y
especificadas en campo

Mezcla	Rel A/C en peso	Bentonita %	Cemento	Fluidez seg	Densidad Kg/cm ³	Tiempo de estabilización min	Solidos %	f'c 14 - 28 días
A	0.6	4.8	III Cruz A.	33.9	1433.79	120	94.0	25.2-32.8
B	0.8	2.4	III Cruz A.	34.3	1440.00	105	95.0	43.3-62.8
C	1.2	0.6	III Cruz A.	35.1	1589.00	90	97.0	132.1-148.4
A	0.7	5.2	III Cruz A.	35.0	1355.29	180	92.4	24.9-30.0
B	0.9	2.4	III Cruz A.	36.0	1450.13	150	93.0	46.5-60.9
C	1.3	0.6	III Cruz A.	37.0	1584.38	120	96.0	119.5-145.8

Estos geles se pueden utilizar en la impermeabilización y/o consolidación del terreno como inicio del tratamiento de la roca.

Los geles que se han utilizado en el P. H. "El Caracol" están constituidos por silicato de sodio (Na_2SiO_3), aluminato de sodio ($\text{NaAlO}_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$) y agua; no tienen consistencia, pero sí es una mezcla impermeable y poco viscosa que puede penetrar fácilmente por pequeñas fisuras, teniendo una fluidez del orden de 25-27 segundos en el cono Marsh.

La adopción de una silicatización previa para los trabajos del tapete de impermeabilización se hizo para el tratamiento de la roca de la margen izquierda en donde el alto fracturamiento de la roca exigía un sellado previo de pequeñas fisuras.

Las propiedades de los geles utilizados para los trabajos de silicatización fueron las siguientes:

Rel A/C	Agua(lts)	Silicato de Sodio (lts)	Aluminato de Sodio (Kg)	Fluidez
19/1	95	5.0	0.5-0.75	25-26.9
Densidad (Kg/m^3)		Temp _o C de mezcla	Temp _o C de agua	Tiempo de gelificación min
1001.25-1010.86		29.0-36.0	28.0-35.0	38-10
Dureza al tacto: baja-media				

El ajuste más importante en lo referente a las mezclas de inyección que se realizó fué la introducción de una mezcla denominada A-1.

Con esta mezcla se buscó una mayor penetrabilidad ya que se observó que las mezclas utilizadas no ofrecían la penetrabilidad adecuada en la roca inyectada de la margen izquierda del tapete de impermeabilización.

Esta mezcla tiene una relación agua-cemento= 0.35+4.8% de bentonita. El lodo bentonítico se prepara con una relación agua-cemento-bentonita A/B= 1/1 en peso.

Dosificación de campo

agua	119 lts
cemento	50 Kg
lodo bent.	25 lts

Propiedades

Fluidez	29.7 seg
Densidad	1.2 gr/cm ³
Sólidos	78.1 %
Volumen por saco de cemento	160.5 lts
Kg de cemento por litro de mezcla	0.3115 Kg

Aunque esta mezcla no es del todo estable, ofrece una mayor penetrabilidad haciendo el relleno de los huecos con mayor efectividad.

IV. Geología general del sitio de la cortina

IV.1 Litología de la boquilla

El P. H. "El Caracol", se encuentra situado sobre la Formación Mezcala que está compuesta por una secuencia de areniscas, lutitas y tobas interestratificadas con un espesor aproximado de 1000 m, también se ha detectado la presencia de una serie de diques de composición dacítica, andesítica y gabroíde de los cuales, algunos se presentan concordantes a la estratificación (sills) y otros, de forma discordante rellenando fallas y fracturas.

La variación vertical de los paquetes de rocas sedimentarias dió lugar a una diferenciación por unidades en la zona de la boquilla ya que la falla denominada F-4 (cap. V), puso en contacto dos paquetes de características diferentes, teniendo así lo siguiente; la unidad denominada UA se caracteriza por presentar una alternancia de lutitas y areniscas con un porcentaje de 30 y 70 por ciento respectivamente, siendo las areniscas de estratificación de delgada a gruesa y las lutitas generalmente en paquetes delgados, siendo esta unidad la que está localizada aguas arriba de la falla.

Para fines de construcción, esta unidad se ha considerado como la más favorable por sus características físicas y mecánicas.

La unidad denominada UB localizada aguas abajo de la falla F-4 se caracteriza por mostrar un porcentaje de lutitas y areniscas de 65 y 35 por ciento respectivamente, en donde los paquetes de areniscas raramente se presentan en estratos gruesos.

Toda la secuencia de rocas de la Formación Mezcala presenta un metamorfismo de bajo grado de tipo dinámico produciendo en algunas zonas un cambio de las lutitas a pizarras y las areniscas a metagrauvascas.

Se ha podido detectar a través de los socavones, galerías y cortes de talud, que existe una zona de aproximadamente 20 a 30 m de la superficie hacia el interior de los cuerpos rocosos, en donde la roca se encuentra en malas condiciones por la alteración que ha sufrido a causa de los efectos de intemperismo.

Esta zona presenta un fuerte fracturamiento y alteración a arcillas dando como resultado una roca delesnable con características mecánicas desfavorables tanto en la unidad UA como en la unidad UB, por lo cual, en las laderas, se han tenido que realizar varios cortes de talud con el fin, primero, de regularizar las laderas y segundo, de acortar la distancia hacia la roca de mejor calidad.

IV.2 Sistemas de fracturamiento

La variación en alteración, litología, longitud e intensidad de las fracturas así como las grandes compresiones y relajamiento de esfuerzos producidos a nivel regional, han dado como resultado un aspecto de mala calidad de la roca en lo referente a la permeabilidad y estabilidad durante y después de la construcción.

Se pueden observar sistemas de fracturas abiertas producidas en las etapas de relajación de esfuerzos tectónicos y en la decompresión producida localmente en las laderas labradas por el sistema de drenaje. Muchas de estas fracturas se encuentran rellenas por calcita, cuarzo o arcilla.

La presencia de fallas se puede considerar que es abundante y se presentan en direcciones variables, teniendo rellenos arcillosos o material brechoide a las cuales se les debe poner especial atención en el sitio de la cortina ya que su presencia y posición, en algunas de ellas, se consideran como pasos francos de agua como se explicará en los capítulos posteriores.

La divergencia en la competencia de los paquetes de roca ha dado como resultado una variación en la intensidad del fracturamiento y esta variación se ha podido observar en ambas márgenes de la zona de cortina en donde los sistemas de falla han puesto en contacto bloques de diferente grado de deformación.

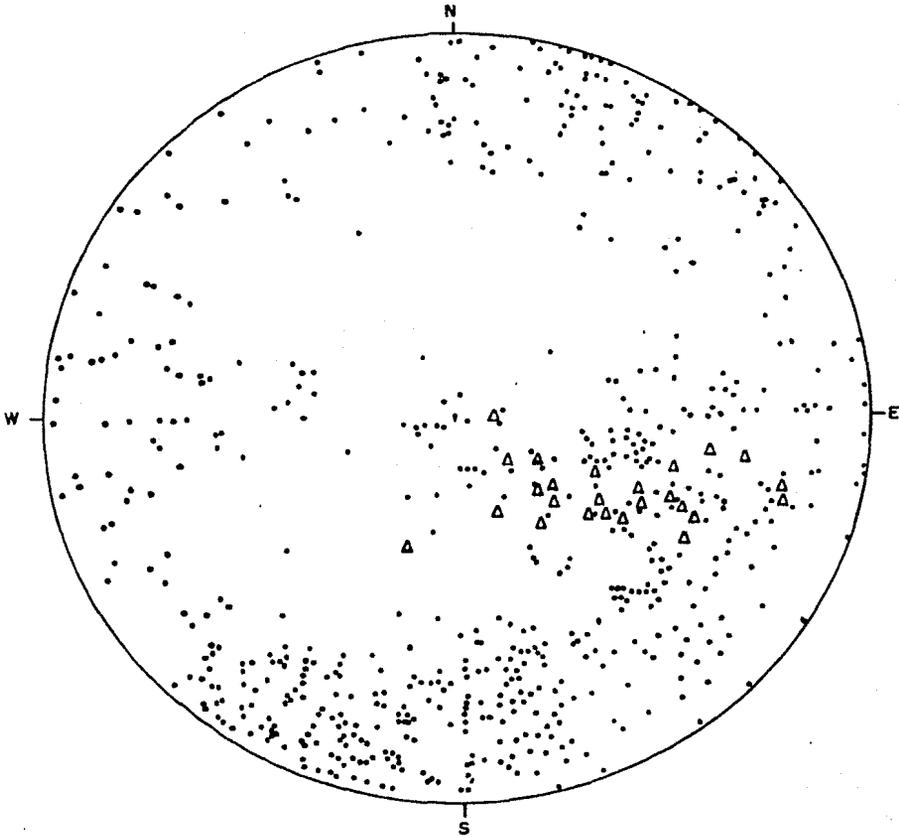


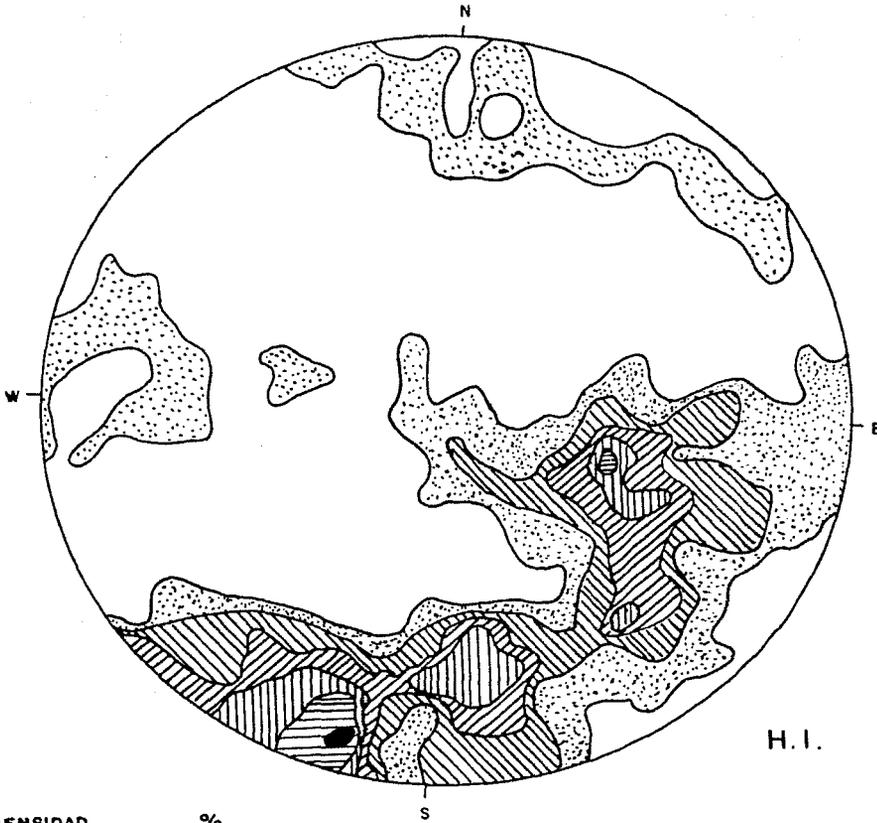
DIAGRAMA DE FRACTURAMIENTO DEL SITIO DE LA OBRA
POR EL METODO DE POLOS.

641 DATOS

FRACTURAS •
ESTRATIFICACION △

TESIS PROFESIONAL

Carlos Castelazo Werckle
Fernando Urzúa Atilano



DENSIDAD	%	
MAYOR DE 30	4.68 %	
25-30	3.9 %	
20-25	3.2 %	
15-20	2.34 %	
10-15	1.56 %	
5-10	0.78 %	

DIAGRAMA DE DENSIDAD DE FRACTURAMIENTO.

TOMADO DE PLANO "P.H. EL CARACOL" C.F.E.

TESIS PROFESIONAL
 Carlos Castelazo Werckle
 Fernando Urzúa Atilano

FIG. 8

Para el diseño del tratamiento de impermeabilización en las márgenes derecha e izquierda se ha tomado como base principal los datos geológicos que se han obtenido de un gran número de fracturas, fallas y planos de estratificación en las galerías destinadas para los fines de inyección y drenaje.

Estos datos tienen como objetivo, el obtener las direcciones principales de fracturamiento por medio de diagramas estereográficos como se puede ver en las figuras 7 y 8.

Tomando como base el comportamiento de la roca bajo los efectos de fuerzas activantes tanto de compresión como de tensión a nivel de ensayos de laboratorio, se ha podido detectar el comportamiento del fracturamiento de los macizos rocosos producido por los esfuerzos tectónicos a nivel regional.

En el sitio del proyecto y siguiendo la hipótesis anterior, existen cuatro sistemas de fracturamiento predominantes a nivel regional que desde el punto de vista mecánico provienen de dos direcciones principales de empuje, una de ellas en dirección norte-sur, provocando fracturas regionales de tensión con algún desplazamiento dando la impresión de ser fallas por cortante como es el caso de la falla F-4. La segunda dirección de empuje se considera como este-oeste con un fuerte confinamiento lateral produciendo estructuras anticlinales y sinclinales. (2)

El empuje este-oeste produjo la formación de tres familias

de fracturas de las cuales, dos de estas formaron un sistema conjugado de fracturas de cortante con dirección NE y NW y la tercera de tensión con apariencia de ser de cortante por los desplazamientos que muestra con dirección W-E paralela al empuje y bisectriz al sistema conjugado.

Patrón de fracturas tectónicas

Familia δ	N-S	Empuje N-S
Familia γ	E-W	Empuje E-W
Familia α	NW-SE	Empuje E-W
Familia β	NE-SW	Empuje E-W

Estas familias se consideran como el factor principal que dirige el curso del río Balsas en la zona del proyecto dando lugar a la formación de un gran número de curvas en el río semejando meandros así como cañadas afluentes al mismo. Dentro de estos patrones existen otros sistemas de fracturas de menor magnitud que no se pueden catalogar como regionales y han sido producidos por las fuertes compresiones de la zona.

Los resultados de los ensayos de laboratorio con probetas de roca del doble de altura que su diámetro dieron los siguientes resultados:

Caso a) Compresión simple. En las pruebas de compresión simple de este caso, se indujo una fricción entre la placa transmisor de carga y el espécimen de roca dando lugar a un soporte lateral con lo que se produjo el sistema de fracturamiento

mostrado en la figura 9.

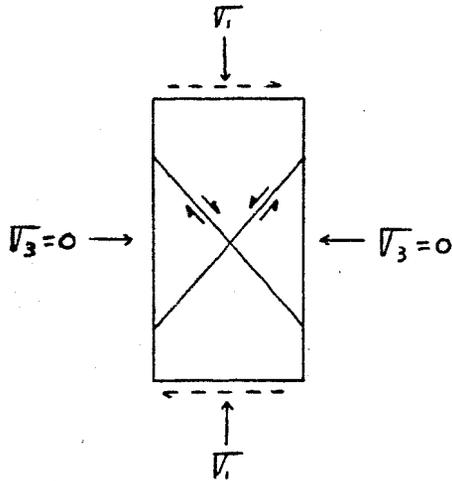


Fig 9

Caso b) Compresión simple. En este caso no se produjo ninguna fricción y se obtuvieron fracturas de tensión paralelas al es fuerzo de compresión.

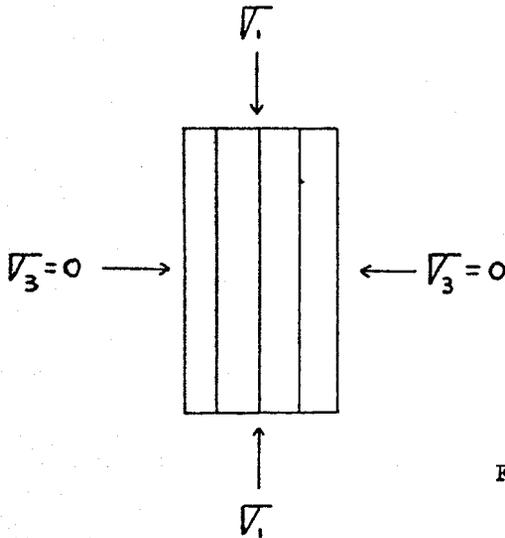


Fig 10

Caso c) Tensión indirecta (prueba brasileña). En este caso se produce una sola fractura perpendicular al esfuerzo principal menor.

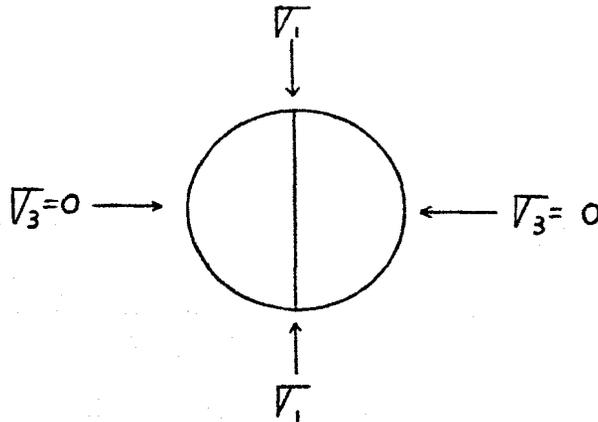


Fig 11

Caso d) Compresión triaxial. En este caso se produce un sistema múltiple de fracturas conjugadas de cortante formando un cono y un sistema secundario de tensión en dirección paralela al esfuerzo principal mayor.

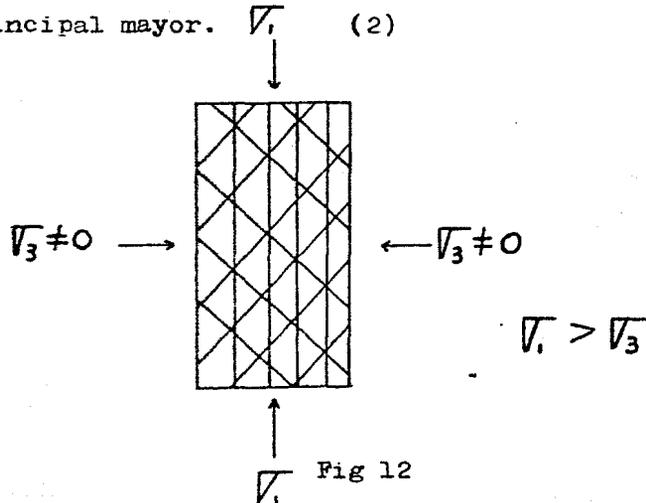


Fig 12

V. Estructuras geológicas

V.1. Falla F-4

Los efectos tectónicos regionales que afectaron a la cuenca Morelos-Guerrero, produjeron diversos tipos de estructuras entre las que se encuentran extensos sistemas de plegamiento y fallamiento, orientados en función de la dirección de los esfuerzos actuantes, siendo los principales con orientación del W al E, teniendo así, lineamientos de las estructuras y redes de drenaje hacia el río en dirección aproximada N-S.

En la zona del proyecto, como ya se mencionó anteriormente en la descripción de los sistemas de fracturamiento, existen cuatro direcciones preferenciales entre las que se encuentra el sistema N-S o (σ) al cual corresponde el sistema de la falla F-4, teniendo un rumbo de aproximadamente $N 10^{\circ} E$ y un echado variable entre los 60° y 80° hacia el poniente.

Durante los trabajos exploratorios que se realizaron para la elección del sitio para el eje de la cortina, no se pudo detectar la presencia de esta falla, ya que su posición con respecto a los primeros socavones exploratorios era tal que no se intersectó, como se puede ver en el plano 1.

Elegido el sitio para el eje de la cortina, siendo este el más propicio morfológicamente para la distribución de las diferentes partes de la obra, se construyeron los túneles de desvío y ambas ataguías.

En la limpia de las laderas para la obra de cortina se pudieron observar con mayor claridad las estructuras aflorantes, detectando así los lineamientos de la falla F-4, aunque ya se tenían antecedentes de la falla por la presencia de algunas fracturas de margen izquierda y en la barranca de Charloa localizada aguas arriba del eje de la cortina sobre la margen izquierda, en donde se encuentra un escarpe claramente visible, a los cuales no se les dió ninguna importancia.

En el caso de que se hubiera querido cambiar de sitio la obra por la presencia de la falla F-4 en la cimentación del núcleo, ya que cruza en forma diagonal el eje de la cortina, el desplazamiento debería de ser del orden de 60 m aguas abajo, lo cual tendría varias desventajas: topografía menos favorable, mala calidad de la roca ya que se encontraría en la zona correspondiente a la unidad UB, cambio de los taludes aguas arriba y aguas abajo, así como la pérdida de las galerías ya excavadas, lo cual incrementaría mucho el costo. Por lo anterior no se desechó el sitio 4, teniendo que poner especial atención al estudio y tratamiento de la falla F-4.

El desplazamiento que produjo esta falla en el terreno puso en contacto los paquetes de la unidad UA y la unidad UB como ya se describió en el capítulo: Litología de la boquilla.

V.1.1. Descripción de la falla F-4

En la galería de acceso 3 de margen izquierda (plano 1), la

falla F-4 se encuentra con un espesor aproximado de 7 a 8 m sin un plano principal de fallamiento visible. Se observa como un sistema de fracturas que se sigue a todo lo ancho de la falla habiendo una total discordancia en la estratificación.

El relleno que presenta la falla es, en general, de fragmentos de roca en donde existe fuerte argilización en los contactos con lutitas pudiendose observar claramente la infiltración de agua formando encharcamiento en la galería.

En algunas zonas la falla se adelgaza a un espesor aproximado de 1.5 a 2 m lo cual puede ser producto de zonas más resistentes.

Existen zonas en donde la brecha de la falla se encuentra poco alterada. No se observan fracturas abiertas en lo que se puede detectar de la falla dentro de los socavones.

Superficialmente en la margen izquierda, la falla está alterada principalmente en lo que se considera el fracturamiento principal dándole a estas zonas un color amarillento. En la ladera de margen izquierda, aproximadamente a la cota 470msnm, el plano principal de la falla se encuentra cubierto por una costra de calcita, lo que es indicativo de infiltración de agua, además de que se pueden ver zonas abiertas en este mismo plano.

En la lumbrera de acceso a la galería 4 (plano 2) localizada

en la margen izquierda, la falla F-4 se presenta cerrada y poco alterada. Aparece un plano preferencial relleno de calcita como se observa en la ladera de margen izquierda. Debajo de la falla F-4, en esta misma lumbreira se localiza un conjunto de fracturas en donde se pueden detectar zonas abiertas con pequeñas formaciones cársticas lo que es indicativo de una zona de infiltración fuerte.

En uno de los cortes del vertedor de la margen derecha, la falla F-4 se presenta con características muy similares que las de la ladera de margen izquierda. La roca se encuentra triturada con un espesor aproximado de 2 m. El plano principal de la falla se encuentra fuertemente alterado por la infiltración de agua.

En la galería de acceso 2 de la margen izquierda (plano 2), la falla F-4 se presenta sumamente alterada a arcillas con infiltración y humedad claramente visibles, presentando un gotéo continuo y gran encharcamiento. La alteración de la falla formó una oquedad en la bóveda de esta galería.

V.1.2. Aspectos geológicos para la determinación del tipo de falla

- Diferencias en los tipos de deformación que presentan la unidad U A y la unidad U B en el contacto producido por la falla F-4.

La unidad UA se caracteriza por tener un porcentaje del 70 por

ciento de areniscas y 30 por ciento de lutitas, pudiéndose considerar como un paquete de rocas más resistente y competente que el correspondiente a la unidad UB, que tiene aproximadamente un 65 por ciento de lutitas y un 35 por ciento de areniscas.

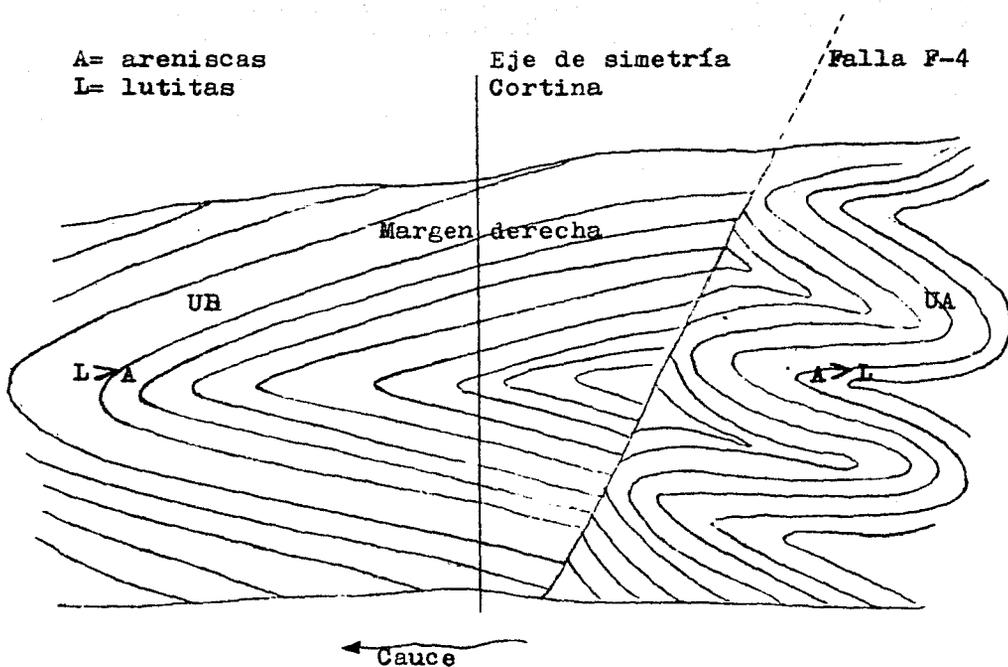
Los cortes realizados para la regularización de las laderas de la obra de cortina dieron a conocer con mayor claridad las estructuras aflorantes, lo cual dió como resultado lo siguiente: el contacto producido por la falla F-4 entre las dos unidades, denota un cambio en el tipo de plegamiento ya que a pesar de que la unidad UA es más competente que la unidad UB, la primera tiene un plegamiento más cerrado y la segunda, con mayor porcentaje de lutitas, pliegues más abiertos.

Las mayores presiones producidas por los esfuerzos tectónicos se generan a profundidad ya que estos esfuerzos están confinados por las capas suprayacentes que también producen fuertes presiones.

La variación en el plegamiento de la unidad UA, indica que al parecer estuvo sujeta a mayores esfuerzos de compresión que la unidad UB lo que puede ser indicativo de que la unidad UA haya estado a mayor profundidad que el paquete de la unidad UB.

Según la descripción anterior y como se puede ver en la figura 13, la unidad UB es un paquete que se pudo encontrar en una

zona estratigráfica más alta que la unidad UA. Se puede concluir que la falla tuvo un movimiento del tipo normal compuesto, ya que el bloque de la unidad UB al parecer fué el que se desplazó.



Intensidad de plegamiento de la unidad UA y la unidad UB con respecto a la falla F-4

Fig. 13

- Inclinación de la falla como característica de un movimiento de tipo normal.

La falla F-4 presenta una inclinación variable entre los 60° y 80° , como se ha podido detectar en los diferentes afloramientos superficiales, así como en las galerías y socavones existentes.

Una de las características principales de las fallas de tipo inverso es la poca pendiente que presentan sus buzamientos, por lo que la falla F-4 no se puede considerar de este tipo.

Las fallas inversas existentes en esta región por lo general se han dado en base a las deformaciones causadas por los empujes provenientes del Oeste, dando como resultado cabalgaduras de los paquetes hacia el Este pero con sus planos de fallamiento de poca pendiente.

Haciendo observaciones a nivel regional, la falla F-4, al parecer, no presenta gran extensión ya que ni en fotografías aéreas ni en las partes altas de la zona se pueden detectar sus lineamientos.

- Posición del dique D-1 y su desplazamiento producido por la falla F-4.

El salto de la falla F-4 aún no se ha podido determinar pues no está claro que tipo de falla es.

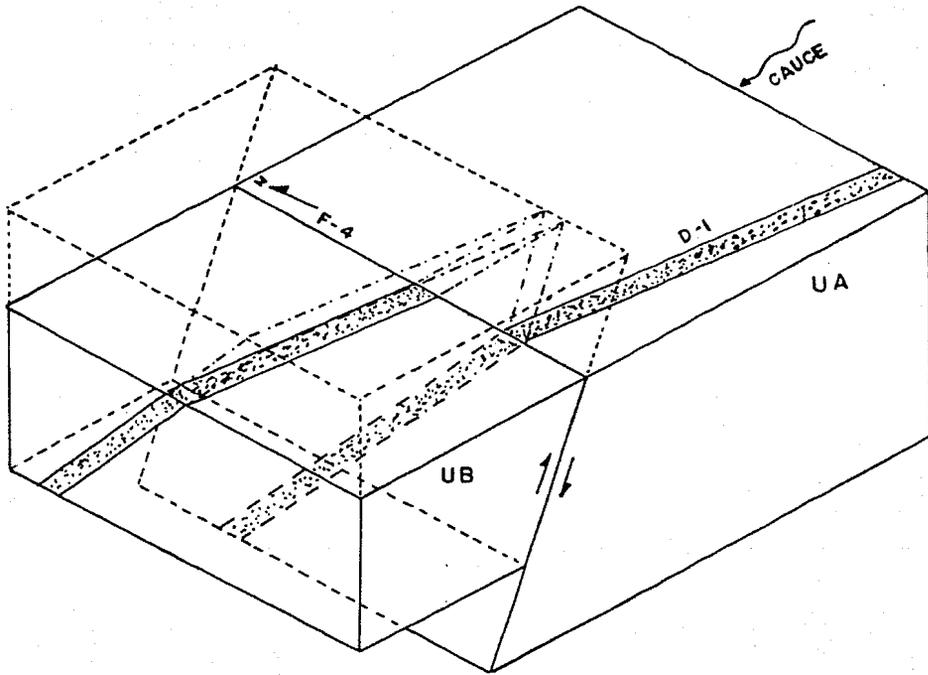
Por los diferentes espejos de la falla que se han podido observar, se puede notar por medio de la dirección que presentan las estrías, que ésta falla ha tenido varios movimientos, ya que existen diversas direcciones de estriación, aunque se pueden notar conjuntos preferenciales que denotan los movimientos fuertes.

En los afloramientos de los espejos de falla de la margen izquierda, las estrías están presentando un movimiento preferencial en dirección aproximada N-S y casi horizontal evidenciando el movimiento de desplazamiento del dique D-1 con dirección a la margen derecha lo cual corresponde a un desplazamiento normal compuesto (oblicuo) que pondría en claro que la falla no corresponde al tipo inverso como se piensa actualmente en función de la posición del dique. Figuras 14 y 15.

V.1.3. Estudio estereográfico de las estriaciones de la falla F-4

Una de las principales evidencias para detectar los movimientos preferenciales de las fallas, es el estudio de las estriaciones producidas por el material triturado en los espejos de falla, pudiéndose observar en estas la inclinación y el sentido del movimiento.

En el caso de la falla F-4, se han podido detectar grupos de estrías en los espejos expuestos tanto en superficie como en socavones, no pudiéndose detectar una dirección de movimiento preferencial, pues existen variaciones de dirección e inclinación

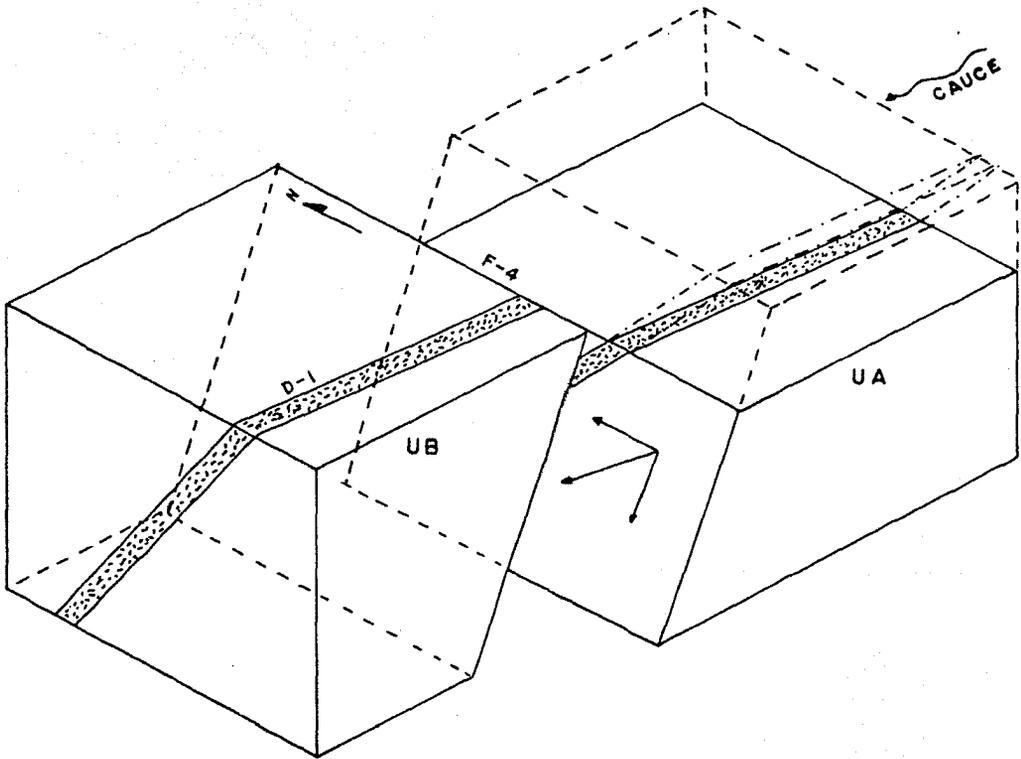


BLOQUE DIAGRAMA PARA FALLA INVERSA

FIG.14

TESIS PROFESIONAL

Carlos Castelazo Werckle
Fernando Urzúa Atilano



BLOQUE DIAGRAMA PARA FALLA NORMAL COMPUESTA

FIG. 15

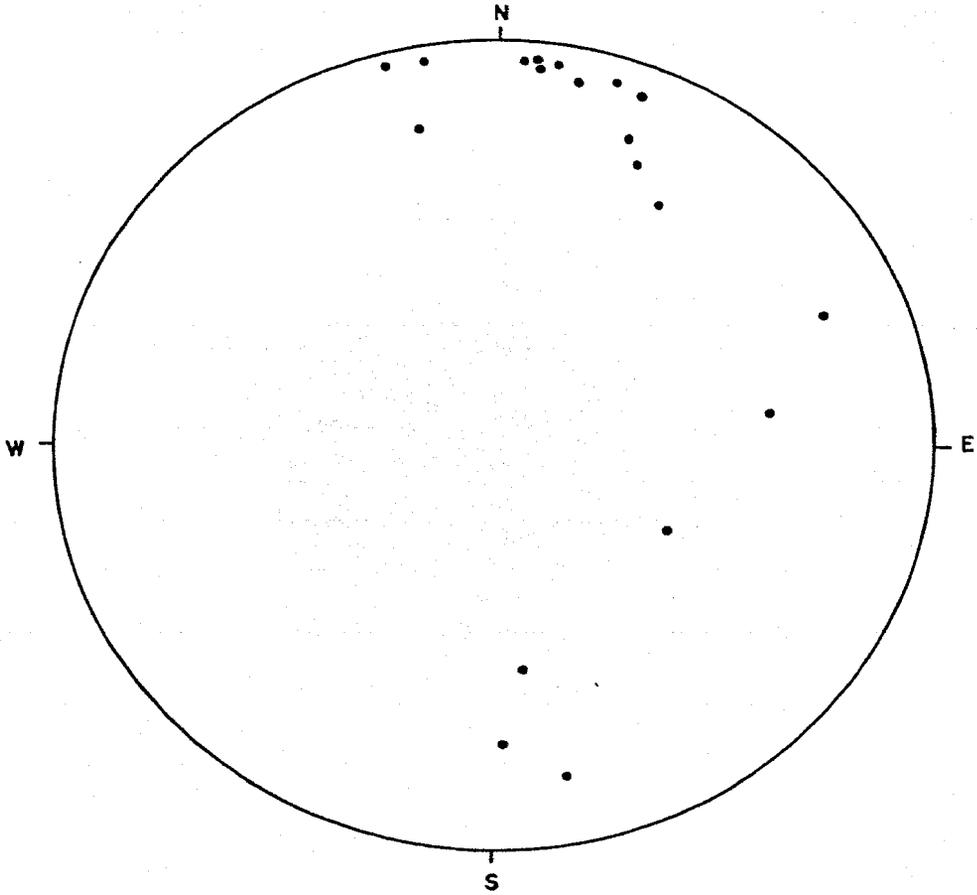
TESIS PROFESIONAL
Carlos Castelazo Werckle
Fernando Urzúa Atilano

ción en los diferentes espejos encontrados, siendo esto base para discusión del tipo de movimiento que aconteció en esta estructura.

Con el fin de aclarar un poco lo concerniente al tipo de movimiento de esta falla, se presenta en este trabajo, un estudio somero consistente en la toma de datos de las direcciones e inclinación de las estrías de la falla en todos los planos que se han podido encontrar, depositando esta información en una falsilla estereográfica ecuatorial de igual área, con el fin estadístico de detectar la mayor concentración de datos de direcciones y poder sacar una conclusión acerca de los movimientos preferenciales. Figuras 16 y 17.

Por la distribución de los puntos en el diagrama, se puede decir que no existió un movimiento totalmente vertical, pues las distribuciones mayores se encuentran en las partes laterales que son indicativas de movimientos con inclinaciones no muy pronunciadas, como se puede captar en la parte noreste de la falsilla, en donde se concentra el mayor puntaje.

Las estrías que se encuentran representadas en la parte central derecha y en la parte sur, demostrarían la existencia de un movimiento en otra dirección, sin embargo algunas de estas estrías se encuentran en bloques que al parecer fueron reacomodados dentro del área de fracturamiento durante la etapa de movimiento.

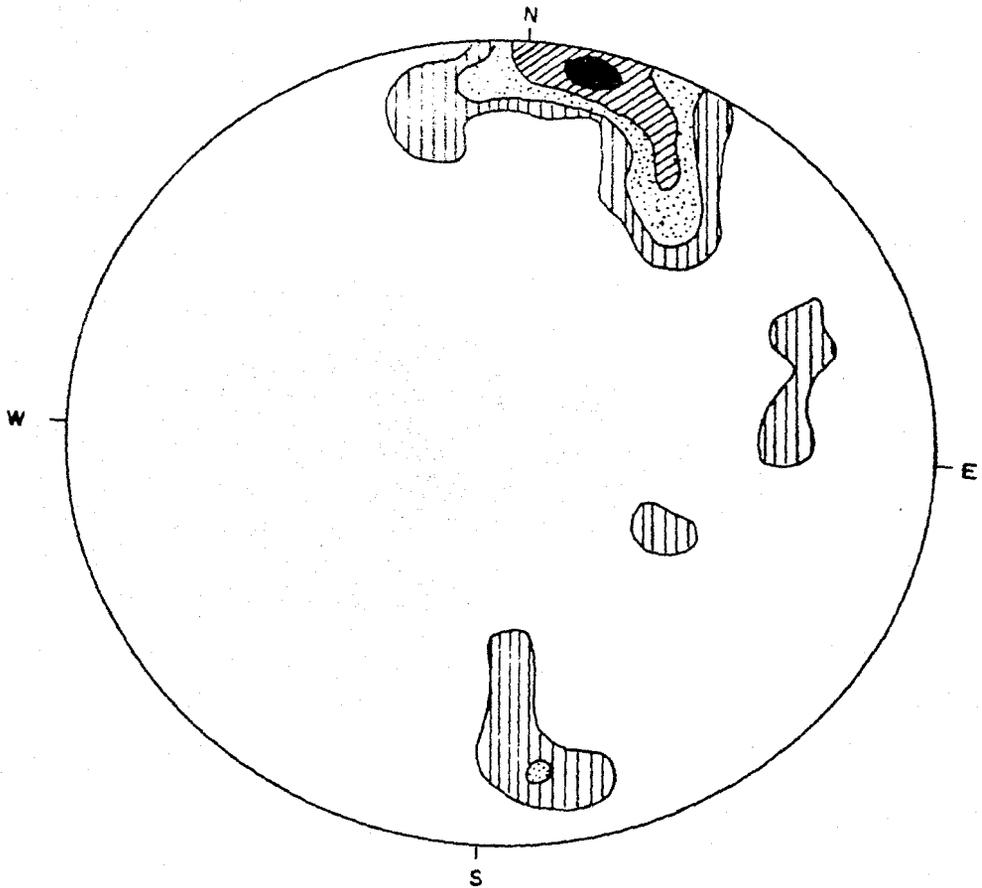


19 DATOS DE ESTRIAS TOMADAS EN LA FALLA 4

FIG. 16

TESIS PROFESIONAL

Carlos Castelazo Werckle
Fernando Urzua Atilano



TESIS PROFESIONAL
 Carlos Castelazo Werckle
 Fernando Urzúa Atilano

19 = 100 %

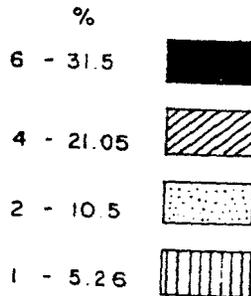


FIG. 17

DIAGRAMA DE DENSIDADES CORRESPONDIENTE A LA FIG. 16

No se puede negar que ésta falla pudiera haber sido el producto de varios movimientos, pero lo que si se puede concluir es que el principal desplazamiento fué efectuado con una dirección hacia el NE y con poca inclinación lo que correspondería a una falla del tipo normal compuesta.

V.1.4. Estabilidad de la falla F-4

En los cortes realizados en la parte superior de la margen izquierda a la elevación 552 msnm se ha podido detectar la traza de la falla F-4 hasta la zona del suelo residual. En esta zona se hicieron observaciones con el fín de detectar la existencia de algún movimiento reciente de la falla tratando de buscar en este paquete alguna discordancia o desplazamiento.

En la limpia de los aluviones del río, en la zona del recinto, se hicieron las mismas observaciones teniendo resultados negativos, lo que es indicativo de que la falla ha estado inactiva durante mucho tiempo.

Regionalmente, esta falla es una estructura no detectable con fotografías aéreas ni a simple vista pues no presenta ningún tipo de salto en superficie, motivo por el cual no se advirtió su presencia.

Las estriaciones que presentan los espejos de falla no revelan movimientos recientes, pues todas se observan desgastadas y con costras de carbonato de calcio producto de las infiltra

ciones de agua a través de estos planos.

El tiempo que transcurrió desde el último movimiento de la fa.
lla hasta su descubrimiento ha sido de varios miles de años a
pesar del alto grado sísmico de la zona, pudiéndose concluir
que los riesgos de un desplazamiento posterior son reducidos.

V.2 Dique D-1

Este dique se encuentra localizado en la zona de margen iz-
quierda, aguas arriba del eje de la cortina presentando un rum
bo de $N75^{\circ}W$ con una inclinación de 75° hacia el NE teniendo
una orientación correspondiente al sistema de fracturas E-W.

A este dique se le puede considerar como un emplazamiento
dentro de una falla por la razón de que está separando dos
bloques estructuralmente diferentes (plano 1). Aunque los dos
bloques corresponden al tipo unidad UA, el bloque que se en-
cuentra en la parte externa de la ladera se puede considerar
como una estructura de estratificación casi horizontal, lo
cual correspondería a un pliegue amplio y competente por la
magnitud del espesor de las capas de areniscas que son del or
den de 2 a 4 m y lutitas de 0.4 a 1 m lo que no se presenta
en el paquete de la parte interior de la ladera, ya que éste
muestra pliegues cerrados en donde los paquetes de estratos
presentan un espesor mucho menor como ya se ha descrito en
lo referente a las evidencias del tipo de movimiento de la
falla F-4.

Este dique es continuo aguas arriba de la cortina siguiendo-se el bloque de estratificación gruesa, perteneciendo a éste, el banco de enrocamiento denominado Las Chachalacas, localizado en la margen izquierda aguas arriba, con las mismas características.

Este dique se encuentra disectado y desplazado por una falla que se le ha denominado en el proyecto como la falla F-3 que corresponde al sistema de fracturas N-S (plano 1), que se describirá más adelante.

En las figuras 14 y 15 se puede ver que la falla F-4 también desplazó al dique, siendo este desplazamiento un indicio para la determinación del tipo de movimiento de la falla F-4.

V.2.1. Descripción

Composición mineralógica. El dique D-1 tiene una composición dacítico-andesítica con un color al intemperismo gris claro a beige cuando se da como principal alteración la argilización y calcitización, un color rosado cuando presenta limonitización y un color gris claro cuando no presenta alteración.

Su textura es afanítica cuando no se encuentra alterado. Al microscopio presenta una textura traquítica, la mayoría de los feldespatos se encuentran alterados en una trama microcristalina que se puede considerar como arcillosa.

El cuarzo presenta frecuentemente contornos irregulares debido a su emplazamiento de tipo intersticial. Al parecer la mayor parte del cuarzo contenido se emplazó por silicificación secundaria.

La alteración sufrida en el dique ha dejado solo reliquias de lo que fueron los minerales máficos obteniéndose en algunos casos pseudomorfos que podrían ser de biotita. Otro tipo de alteraciones que presenta es sericitización, cloritización y piritización, siendo estas, alteraciones muy variables. (8)

V.2.2. Fracturamiento

El fracturamiento del dique D-1 ha sido producido principalmente por su enfriamiento y por la alteración, así como movimientos sísmicos de la región. No se observan deformaciones producidas por esfuerzos de compresión.

El emplazamiento de este dique se puede considerar como posterior a la etapa de esfuerzos de compresión tectónica, conservando su estructura original.

V.3. Dique D-2

El dique D-2 se encuentra localizado en la zona correspondiente a la margen izquierda de la zona del recinto. En algunas partes, este dique se presenta concordante a la estratificación pero en su mayor parte se encuentra en forma discordante.

El dique D-2 está constituido en realidad por dos diques en forma tabular y paralela de espesores variables pero por facilidad de manejo y nomenclatura, se le ha tomado como un solo cuerpo. Entre los dos diques se encuentra un bloque de formación Mezcala aproximadamente tabular que se puede observar en la mayor parte de los afloramientos del dique.

El espesor promedio de los dos diques y de la formación es de aproximadamente 3 a 4 m teniendo la parte superior, dique con espesor de 1.20 m, en la parte central, formación Mezcala de 0.70 m y en la parte inferior, dique con espesor de 2 m.

Este conjunto presenta una orientación de N 30° E con un buzamiento de 40° NW y pierde su continuidad al ser intersectado por el dique D-1 y la falla F-1 de la que se hablará más adelante.

V.3.1. Descripción

El dique se presenta sano y poco fracturado en su mayor parte observando zonas de alteración exclusivamente en donde ha sido afectado por pequeñas fallas teniendo argilización producida por infiltración de agua. Sus contactos con la roca se presentan con cierta alteración. En las zonas alteradas presenta un color pardo claro y un color gris oscuro en estado sano.

Este dique presenta una composición gabroide con textura olocristalina de grano fino a medio (0.5 - 2 mm) sin presentar

bandeamiento o foliación. La mayor parte de sus fracturas se encuentran rellenas por calcita, pirita y cuarzo.

Al microscopio presenta una estructura ígnea panideomórfica con pocas alteraciones en sus minerales máficos. Los principales minerales constituyentes son la plagioclasa cálcico-sódica con cierta sericitización, hornblenda y la augita poco abundante.

Las principales alteraciones que se han podido determinar son la calcitización, sericitización y cloritización. (8)

V.4. Falla F-1

La falla F-1 se encuentra localizada en la zona correspondiente a la margen izquierda presentando un rumbo N 75° W con un buzamiento de 65° NE con espesores variables de 1 a 5 m.

El plano de falla presenta un brechamiento muy intenso lo cual provoca infiltraciones a través de este plano teniéndose como resultado la argilización de este material.

La formación de esta falla se puede considerar dentro de los últimos eventos tectónicos. En un principio se creyó que el dique D-1 estaba emplazado en la falla F-1, pero observaciones posteriores llevaron a la conclusión de que son eventos distintos, ya que su posición con respecto a las demás estructuras aflorantes en la margen izquierda así lo evidencian, pues

la falla F-3 que desplaza al dique D-1 no desplaza a la falla F-1 por lo que se puede concluir que la formación del dique D-1 y la falla F-3 son anteriores a la formación de la falla F-1. (plano 1)

Existe solo un afloramiento de esta falla en donde se pueden observar estrias dejadas por su movimiento, lo que no es suficiente para llegar a una conclusión acerca del tipo de movimiento, ya que las estrias se presentan en forma confusa.

El plano de falla presenta algunas zonas abiertas de hasta 1.5 m de espesor. La posición convergente de esta falla con respecto a la cortina y la barranca de Charloa, localizada aguas arriba del eje de la cortina, hace que la existencia de las zonas abiertas se conviertan en un paso franco de agua hacia la zona del respaldo aguas arriba al momento de llenarse el embalse hasta el NAMO.

V.5. Falla F-3

Esta falla se encuentra localizada tanto en la zona del recinto como en la margen izquierda aguas arriba de la falla F-4 (plano 1) presentando un rumbo de $N 35^{\circ} E$ y un buzamiento de 45° a 55° NW.

Es una falla de poco espesor rellena principalmente por arcillas, teniendo zonas abiertas de aproximadamente 10 cm de espesor.

La falla F-3 está intersectando al dique D-1 en forma diagonal truncándolo y desplazándolo en dirección SW.

Por su magnitud y pocos planos de falla visibles, no ha sido posible determinar su dirección de desplazamiento, aunque por la posición del dique D-1 y su inclinación se podría pensar en un movimiento de tipo inverso.

Esta falla ha sido afectada por la falla F-1 por lo que tiene variaciones en su rumbo y echado.

VI. Tratamiento de las discontinuidades

VI.1. Pantalla de impermeabilización y drenaje

El objetivo de construir una pantalla de impermeabilización y drenaje es el de disminuir los gastos de filtración a través del cauce y las laderas en el sitio de la cortina, las que representan riesgos para la estabilidad de la cortina y de las estructuras como lo son el vertedor, tuberías de conducción a presión y la casa de máquinas.

En el plano 2 se presenta el diseño esquemático de la pantalla principal de impermeabilización y drenaje. El sistema está formado por seis galerías semihorizontales, a diferentes elevaciones con pendientes hacia dos cárcamos de bombeo, localizados uno en la margen derecha y el otro en la margen izquierda. La dirección que siguen las galerías no es del todo paralelo al eje longitudinal de la cortina, ya que se aprovecharon los socavones de exploración geológica.

A partir de estas galerías se procede a hacer los barrenos de inyección y drenaje que constituyen la pantalla principal de impermeabilización y drenaje. Esta pantalla tendrá una profundidad de aproximadamente 72m en el centro del cauce y 120m en las laderas.

La disposición de las elevaciones de las galerías obedece al hecho constructivo de solo ser practicables, de una forma efi

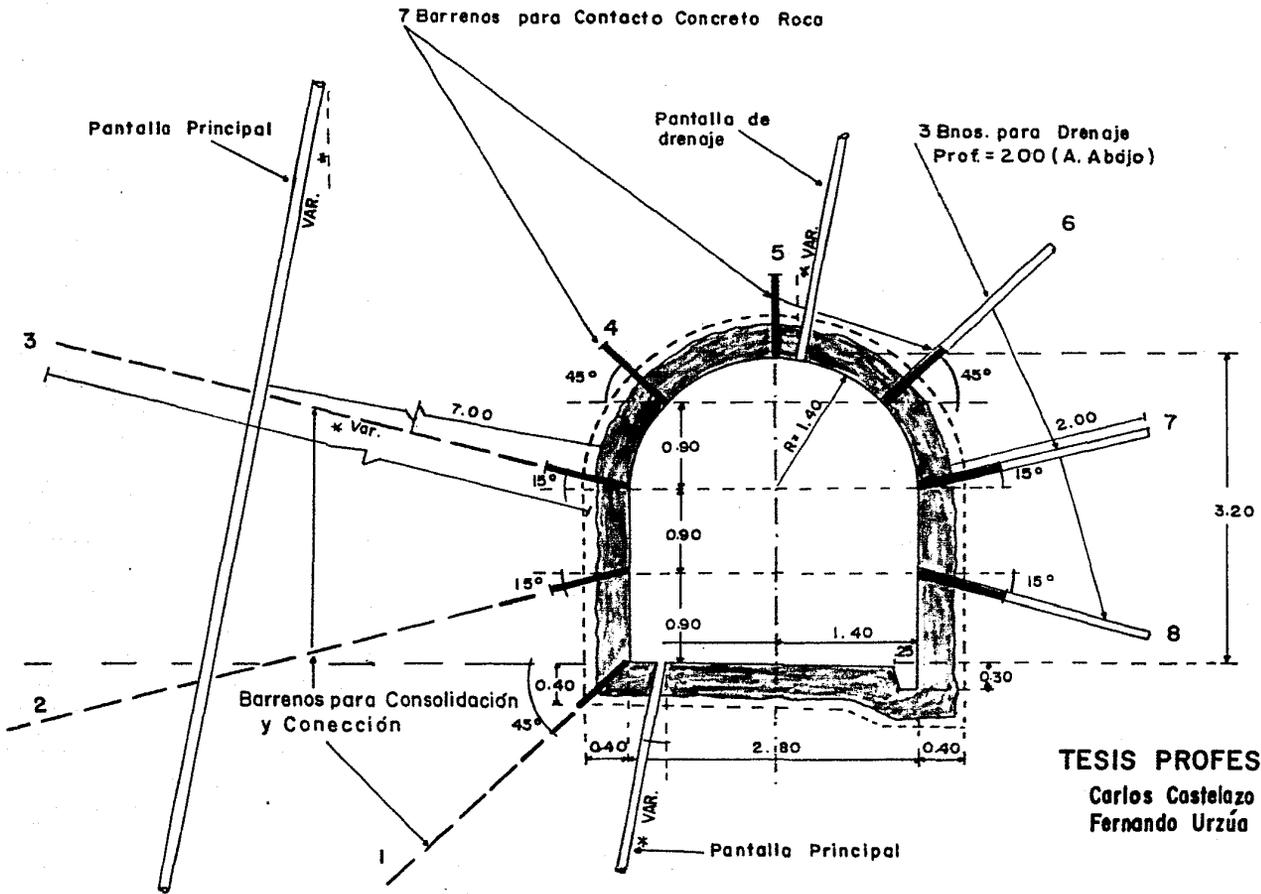
ciente, inyecciones de menos de 50 m de longitud. En este caso las longitudes de los barrenos serán de alrededor de 35 m.

La figura 18 muestra en forma esquemática como se debe realizar la conexión de la pantalla de inyección a partir de las galerías y como, en forma de abanico y aguas abajo de ésta pantalla, se deben hacer los barrenos que constituyen la pantalla de drenaje con el objeto de recoger el agua que cruce a través de la pantalla impermeable y canalizarla hacia la zanja de la galería, la que a su vez la hará desembocar en el correspondiente cárcamo de bombeo en alguna de las dos márgenes.

Estos barrenos de drenaje se disponen al centro de cada dos barrenos de inyección, ya que en esta parte se tiene menos efectividad en el tratamiento, pues si se considera para un barreno de inyección un radio de penetrabilidad de dos metros, quedarán dos metros en medio de dos barrenos separados seis metros en que no se tiene lechada inyectada.

Los barrenos de inyección deben estar separados de 7 a 8 m aguas arriba de la galería de inyección G-4 a fin de no alterar el estado de fisuración de la roca en un costado de la galería con la presión de inyección y se debe profundizar 5 m a partir de la galería inferior a fin de hacer la conexión de la pantalla de forma eficiente.

VI.2. Tapete de impermeabilización



08

TESIS PROFESIONAL
 Carlos Castelazo Werckle
 Fernando Urzúa Atilano

FIG. 18

La roca en la que se va a cimentar la cortina debe presentar baja permeabilidad y baja deformabilidad bajo el efecto de la sobrecarga, para que se asegure la estabilidad y el buen funcionamiento de la estructura.

Así, para una cortina de materiales graduados es necesario tener una permeabilidad casi nula para impedir que el flujo de agua que se puede establecer entre el corazón impermeable y la roca que la sustenta, en el cauce y en las trincheras excavadas en las laderas, provoque subpresiones que sean nocivas y tubificación, que ponen en peligro la estabilidad de la cortina. Este tipo de cortinas tienen la capacidad de poder absorber deformaciones provocadas por asentamientos diferenciales.

Por otra parte, las cortinas rígidas, como las de concreto no son capaces de soportar movimientos diferenciales provocados, entre otras causas, por las deformaciones del terreno de cimentación efecto de las cargas tan elevadas y concentradas que, por la naturaleza propia de la estructura, le son transmitidas.

Las deformaciones producidas por la sobrecarga en los paquetes de lutitas y areniscas que sustentan a la cortina de materiales graduados del P. H. "El Caracol" son casi imperceptibles ya que los módulos de Young del macizo rocoso en el sitio de la cortina son altos y en consecuencia los módulos de deformabilidad son muy pequeños. (tablas 1 y 2)

Por otra parte, la roca del sitio, tanto en las laderas como

TABLA No. 1
 MODULOS ELASTICOS
 P.H. EL CARACOL, GRO.
 AREA E - F

Aguas arriba (UA)

LITOLOGIA		Vp (/s)	Vs (m/s)	ν	G (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	K	ESPESOR PROMEDIO	CALIDAD DE ROCA
FORMACION MEZCALA	Roca Decompri- mida	1071	454	0.39	5.252	14,607	22,228	1 m.	Mala
	Roca Alterada	1766-1785	975-1171	0.122-0.281	24226-34945	62055-78433	34605-47177	3.5 m.	Regular
	Roca Poco Alterada	2727	1714	0.173	74.867	175,711	89,690		Buena
	Roca Sana	3534-5152	2044-3000	0.151-0.394	106471-147278	296861-400844	143802-480050		Excelente

$$\gamma = 2.5 \text{ ton/m}^3$$

TABLA No. 2
 MODULOS ELASTICOS
 P.H. EL CARACOL, G.R.O.
 AREA W - F

Aguas abajo (UB)

LITOLOGIA		V_p (m/s)	V_s (m/s)	ν	G (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	K (kg/cm ²)	ESPESOR PROMEDIO	CALIDAD DE ROCA
FURACION MIZCALA	Roca Poco Alterada	2020-2756	1075-1247	0.272-0.41	32541-39628	82801-101822	60598-154299	5 m.	Buena
	Roca Sana	3773-4215	2290	0.291	133,641	344,957	274,569	-	Excelente

$\gamma = 2.5 \text{ ton/cm}^3$

en el cauce, presenta una permeabilidad matricial muy baja, no así, la permeabilidad secundaria debida al estado de fracturamiento en que se encuentra la roca y a las discontinuidades de origen tectónico que existen en el sitio de la boquilla como son diques y fallas, por lo que la permeabilidad varía de cero a algunas decenas de unidades Lugeon y de una forma muy eterogenea, por lo que el riesgo de los efectos indeseables para el corazón impermeable antes mencionados se hace presente.

En este caso es indispensable el tratamiento adecuado de la roca de cimentación para proteger el corazón impermeable tratando de cumplir así dicho objetivo.

La eficiencia del tratamiento de la roca radica en la disminución de la permeabilidad de ésta a tal grado que se pueda considerar impermeable obteniéndose así la protección necesaria.

Esta protección, por lo tanto, se requiere solamente en la roca próxima al desplante del corazón impermeable, en el cauce y en las laderas, obteniéndose de esta forma un tratamiento superficial o de costra ya que la profundidad de inyección es relativamente corta. Este tratamiento superficial constituye lo que se conoce como tapete de consolidación e impermeabilización, el que en el caso del P. H. "El Caracol" tiene como única función la de impermeabilizar.

VI.3. Tratamiento del cauce

VI.3.1. Tapete de impermeabilización

El terreno sobre el que se desplanta el corazón impermeable presenta un espesor promedio de 5 m a partir de la superficie en el cual la roca se encuentra muy fracturada por efecto de la decompresión y la alteración. Después de esta profundidad la calidad de la roca, en general, va aumentando con la profundidad.

La calidad en la roca no es uniforme en la planta del corazón impermeable ya que se tienen mejores características mecánicas para la roca de la unidad UB que para la roca de la unidad UA. Esto se concluye después de observar las tablas 1 y 2.

Para establecer el espesor del tapete, se debe considerar que lo que se hace es un tratamiento superficial, mediante el cual se busca disminuir la alta permeabilidad de la roca decomprimida y alterada.

El espesor considerado del tapete de impermeabilización es de 7 m en promedio, considerando que un tratamiento denso a esta profundidad, permitiendo permeabilidades máximas de 2 unidades Lugeon, es efectivo. Estas dos condiciones son suficientes para hacer un buen tratamiento al espesor de roca mala. (12)

Para realizar este tratamiento se tomaron las direcciones e inclinaciones preferenciales de las fisuras para poder definir

un sistema de fisuramiento que permitiera conocer la dirección que deben tener los sistemas de perforación con el objeto de interceptar el mayor número de fisuras para llevar a cabo la inyección. Con los datos geológicos que existían en ese momento, se determinaron las inclinaciones de 30° y 45° tomándolas como primer criterio para dar inicio al tratamiento. Con estas inclinaciones, la longitud de los barrenos debe de ser de 10 m para poder obtener el espesor de tratamiento deseado.

Los barrenos de inyección se perforaron siguiendo líneas de barrenos que deben formar una cuadrícula en planta, con lo que se facilita en gran medida la localización de cualquier barreno que ya se le ha puesto un número previamente. La numeración está compuesta por el número de las dos líneas que lo intersectan. Las líneas de inyección tienen una separación entre ellas de 6 m con lo que se forma una malla con cuadrículas de 6 X 6 metros.

Para conocer la presión de inyección y la separación entre los barrenos se llevó a cabo un programa de pruebas en el cauce, aguas arriba del eje de la cortina y hacia la margen derecha a partir del eje teórico del cauce. El procedimiento de las pruebas fué el siguiente: (9)

En una cuadrícula de prueba de 6 X 6 m se ejecutó un barre-

no central en el que se practicaron pruebas de permeabilidad tipo Lugeon aplicando presiones ascendentes con incrementos de 1 Kg/cm^2 y duración de 10 minutos para cada incremento.

- Se ejecutaron las perforaciones de los barrenos de esquina y se inyectaron.

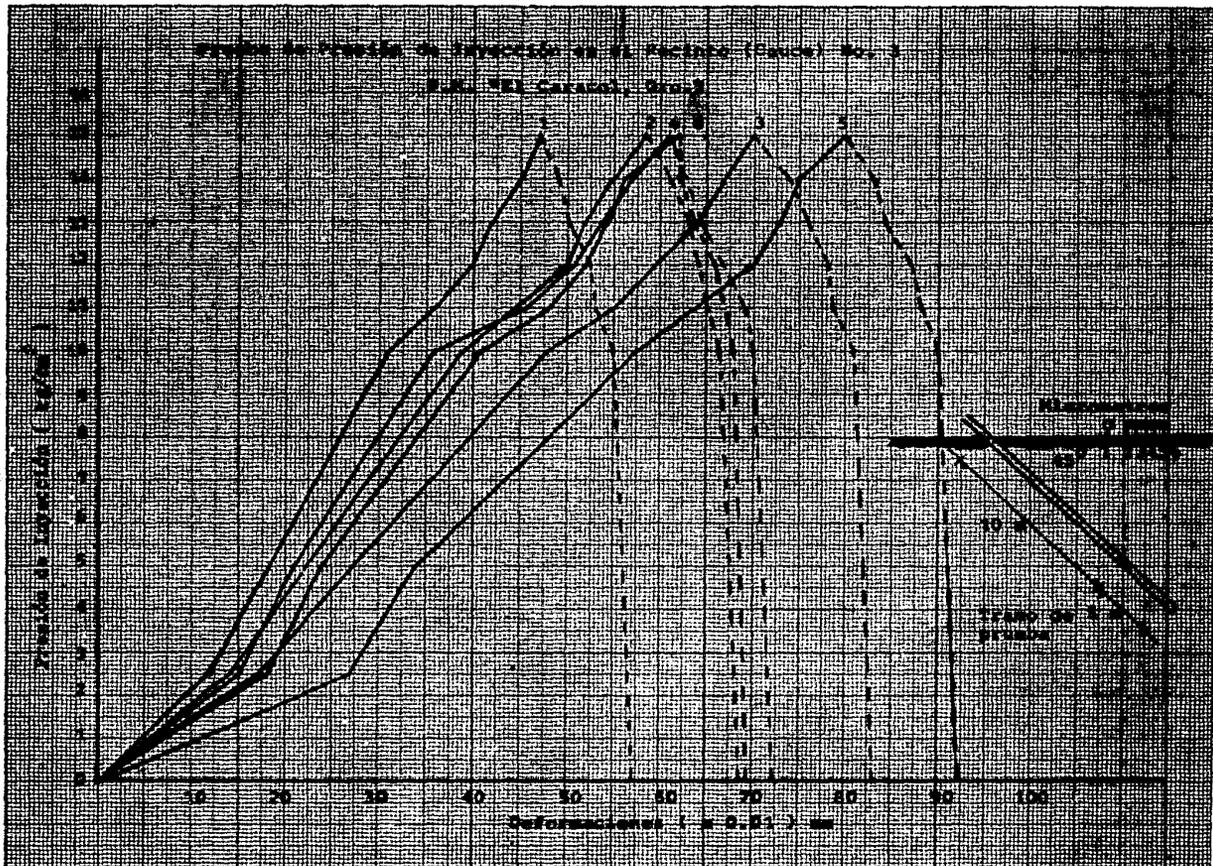
- Se hicieron pruebas con una cuadrícula de $4 \times 4 \text{ m}$ y se siguieron los dos pasos anteriores notandose que en la inyección de los barrenos de esquina, con un consumo bajo de 15 Kg/m , hubo comunicación entre los dos barrenos.

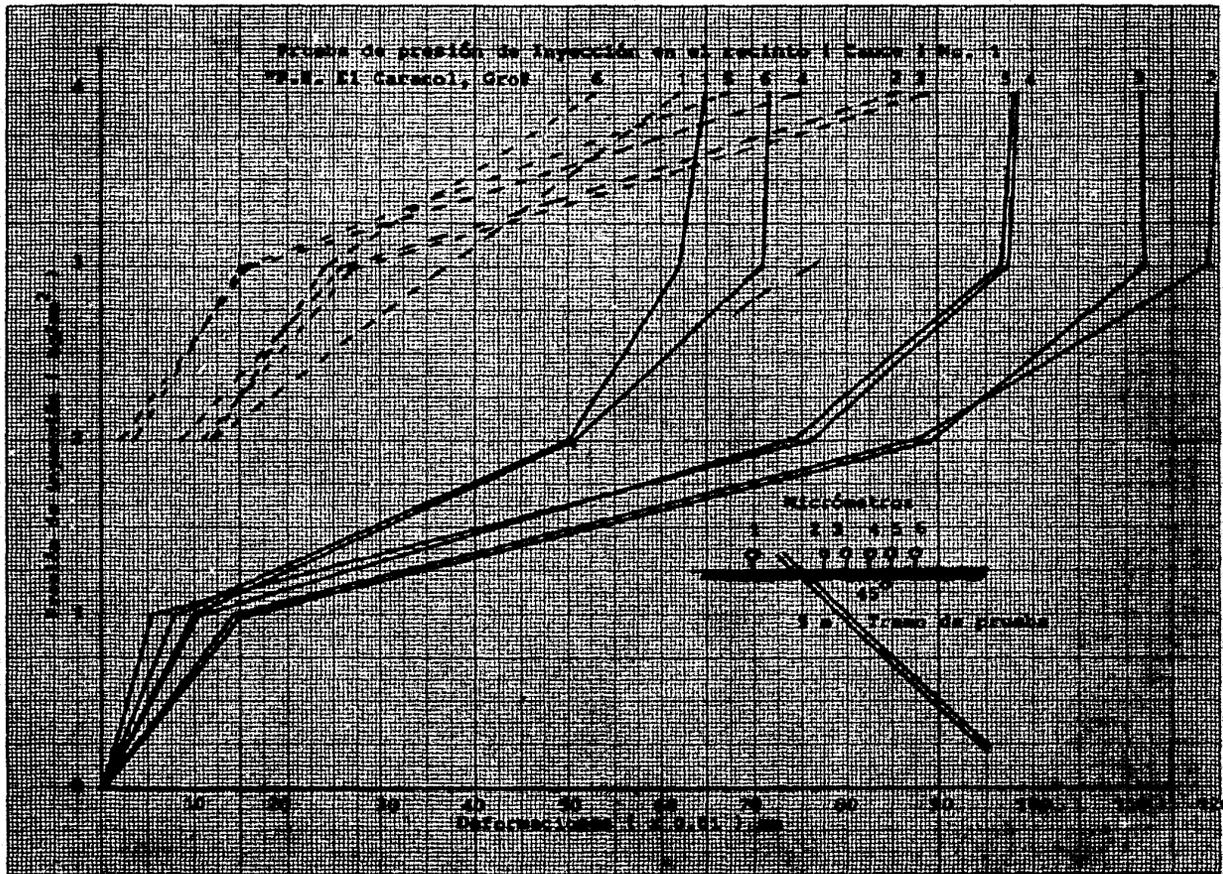
- Con los resultados anteriores se concluyó que es más eficiente la cuadrícula de $6 \times 6 \text{ m}$ como módulo para el tapete y se fijó una presión de rechazo de 10 Kg/cm^2 para el tramo de 5 a 10 m y de 5 Kg/cm^2 para el tramo de 0 a 5 m.

Las pruebas anteriores fueron instrumentadas con el propósito de conocer la deformación de la roca provocada por las presiones utilizadas en las pruebas y determinar si éstas son elásticas o plásticas.

En las gráficas 1 y 2 se ve que la mayor deformación permanente que se midió no excede de un milímetro por lo que se concluyó que no existirían problemas de deformación inducidas por las presiones utilizadas de inyección.

Los resultados de las pruebas anteriores muestran el compor-





tamiento general que se puede esperar,⁴ sin embargo, tomando en cuenta la heterogeneidad de las propiedades físicas del macizo rocoso, se estimó que la inyección se debería realizar en cuatro etapas, es decir, se establecieron cuatro separaciones entre barrenos de inyección las que se debían utilizar dependiendo de la zona inyectada.

Las cuadrículas prefijadas para estas etapas son: para la primera: 12 X 12 m; para la segunda: 6 X 6 m; para la tercera: 3 X 3 m y para la cuarta etapa 1.5 X 1.5 m.

Tomando en consideración que la cuadrícula más eficiente que se obtuvo de las pruebas fué la de 6 x 6 m, se siguió como práctica sistemática la inyección de los barrenos de la primera y la segunda etapas, con lo que el tratamiento en algunas zonas fué suficiente. En otras zonas en donde las pruebas de permeabilidad, efectuadas posteriormente a la inyección de la primera y la segunda etapas, mostraron que el tratamiento fué insuficiente se programó el refuerzo mediante barrenos de tercera etapa y si aún así resultaba insuficiente se practicaba la inyección de los barrenos de la cuarta etapa obteniendo así óptimos resultados.

El mayor refuerzo se tuvo que hacer en los tramos de 0 a 5 m. Esto se debe al alto grado de fisuramiento que tiene la roca superficial por lo que durante la inyección de la primera y segunda etapas se tuvieron muchos problemas de resurgencias que impidieron en innumerables ocasiones incrementar la presión

de inyección sin llegarse en este caso a la presión de rechazo especificada.

Para realizar el tratamiento de refuerzo en estas zonas se aprovechó la construcción de losas de desplante y regularización programadas en el cauce hasta la elevación 430 msnm. Estas losas de uno a uno cincuenta metros de espesor, fijadas con anclas de $\varnothing = 1\frac{1}{2}$ y 6 m de longitud dispuestas en cuadrículas de 2 x 2 m, permitieron llegar progresivamente a la presión de rechazo especificada y así, efectuando la inyección de la tercera y cuarta etapas se logró el tratamiento deseado.

VI.3.2. Pantalla principal de impermeabilización

En lo referente a la pantalla de impermeabilización, ésta se ha realizado en la zona del cauce hasta la elevación 378 msnm quedando cinco metros por debajo de la galería de inyección y drenaje G-4. Una vez efectuada la excavación de esta galería se continuara hasta el límite inferior de la pantalla el tratamiento que se ha considerado.

En esta misma zona, a seis metros aguas abajo de la pantalla principal se tiene una pantalla adicional que se ha construido hasta la elevación 378 msnm con el propósito de reducir posibles filtraciones durante la construcción de la galería G-4.

El diseño de la pantalla principal aún no se ha realizado

debido a que los datos para el efecto se obtendrán de la galería G-4 que aún se encuentra en proceso de construcción (Agosto de 1962).

VI.4. Tratamiento de margen izquierda

VI.4.1. Tapete de impermeabilización

El tratamiento superficial de la roca de la ladera de margen izquierda se realizará construyendo el tapete de impermeabilización de la misma manera que en el cauce. La inyección de este tapete se ha de realizar después de ejecutado un programa de preexcavación en esta ladera.

La necesidad de practicar una preexcavación en la ladera de margen izquierda se debe a que la roca superficial presenta muy mala calidad debido a su alto fracturamiento. El espesor de excavación de roca de mala calidad tiene en promedio 20 m.

Una vez concluidos los trabajos de excavación en esta ladera se procederá a la ejecución del tapete de impermeabilización cuya principal característica es la densificación de los barrenos de inyección en el afloramiento del dique D-2.

El espesor del tapete será de 7 a 8 m con inyección sistemática de barrenos de primera y segunda etapas dejando la ejecución de los barrenos de tercera y cuarta etapas para las zo

nas en que no quede terminado el tratamiento con las dos etapas anteriores, a excepción de la zona del afloramiento del dique D-2 en donde la ejecución de los barrenos de tercera etapa debe ser también sistemática.

VI.4.2 Sistemas de fracturamiento de margen izquierda

-Patron EW: El 60 por ciento de las discontinuidades de este sistema presentan de 2 a 60 cm de espesor de arcilla y goteo, mientras que el 40 por ciento restante se presentan cerradas y selladas por cuarzo, calcita y material brechoide oxidado.

-Patron NE: El 55 por ciento del fracturamiento de este patrón, presenta discontinuidades semi-abiertas rellenas de 2 a 50 cm de espesor de material arcilloso, brechoide y goteo, y el otro 45 por ciento se encuentra cerrado y sellado por cuarzo y calcita.

- Patron NW: El 95 por ciento de este patrón presenta sus fracturas cerradas y selladas por calcita y material brechoide oxidado, esporádicamente presentan relleno arcilloso con evidencias de circulación de agua.

La falla F-4 de orientación N-NE 15° con inclinación de 50° a 73° al NW, presenta las características del patrón de fracturamiento NE. Esta discontinuidad fué interceptada por los accesos de las galerías G-3 y G-2 a las elevaciones 430 m y 460 m respectivamente.

-Estructura: La actitud de la roca en esta margen define una serie de plegamientos recumbentes con ejes axiales orientados al N-NE, razón por la que se determinó un valor promedio de estratificación para las galerías G-3, G-2 y G-1 de NS con 20° W, NE- 30° con 25° NW y NE 18° con 20° NW respectivamente, y poder considerar dicha actitud en la orientación de los barrenos de inyección.

VI.4.3. Pantalla de impermeabilización y drenaje

Considerando lo anterior se hicieron los planos geológicos en planta de las galerías G-3, G-2 y G-1, localizadas a las elevaciones 430, 460 y 500 msnm respectivamente, proyectando sus discontinuidades para poder verificar en planta las orientaciones preferenciales y correlacionar dichas discontinuidades obteniéndose los planos 3, 4 y 5 en los cuales se determinó por medio del análisis de proyecciones estereográficas y del "Instructivo para el diseño de pantalla de inyección y drenaje" (7) la orientación preferencial de los barrenos de inyección.

El análisis estereográfico, figuras 19, 19.a, 20, 20.a, 21 y 21.a, consistió en realizar un diagrama de polos para cada una de las galerías, en el cual se ubican fracturas, estratificación y diques con simbología apropiada, observándose que el número de discontinuidades mayor se inclina hacia el NW. De este diagrama se obtuvo el diagrama de densidades, observándose que la mayor concentración de 17.2 por ciento de las discontinuidades corresponde al sistema E-W con inclinación

de 70 por ciento al N. Este último sistema es el más importante por sus características físicas.

De estas direcciones y de lo obtenido en el instructivo se determinó que la mejor orientación de los barrenos de la pantalla de inyección para las galerías 3, 2 y 1 es SE 40° . Encontrándose además que los barrenos de inyección cortarán a la estratificación con un ángulo de 59° a 63° .

Para la galería G-3, los barrenos de inyección cortarán a la estratificación con un ángulo que variará de 66° a 56° .

En la galería G-1 la estratificación será cortada por los barrenos de inyección con un ángulo de 20° .

VI.5. Tratamiento de margen derecha

VI.5.1 Dirección de los barrenos de inyección en la margen derecha

Con el objeto de determinar la orientación más eficiente de los barrenos de la pantalla de inyección en la margen derecha e interceptar los sistemas de fracturamiento que por sus características físicas puedan propiciar el paso de agua, se procedió a efectuar levantamientos geológicos detallados de las galerías G-7, G-5, G-4A y G-4.

Con base en los datos obtenidos en estos levantamientos se encontraron direcciones preferenciales de fracturamiento que en

orden de importancia son:

-Sistema NE: Las fracturas de este patrón presentan espesores de 1 a 6 cm parcialmente selladas por cuarzo y calcita, El 15 por ciento de estas discontinuidades presentan material brechoide oxidado.

-Sistema EW: Las discontinuidades de este sistema tienen espesores de 3 a 8 cm rellenas de material brechoide oxidado, el 5 por ciento de este patrón presenta humedad y gotéo.

-Sistema NW: Presenta fracturas con espesores de 1 a 10 cm selladas por calcita y ligeramente oxidadas.

-Sistema NS: Comprende fracturas con espesores de 2 a 4 cm selladas por calcita. Estas discontinuidades presentan humedad y material brechoide oxidado. .

La actitud estructural de la roca donde quedará apoyada la cortina en esta margen, presenta un rumbo que varía de NE 10° a 20° con echado de 35° a 43° al NW en la galería G-5 teniendo una variación de rumbo a NW 4° con echado de 18° al NE por efecto de la presencia de una falla en el interior del espolón de margen derecha.

La información obtenida de las galerías G-5 y G-7 se proyectó a las elevaciones 450 y 520 msnm respectivamente, como elevaciones promedio de cada una de ellas para poder determi-

nar la intersección de las discontinuidades con el plano de pantalla para cada una de las galerías que, aunado al análisis de proyecciones estereográficas, poder determinar la orientación preferencial de los barrenos de inyección.

El análisis estereográfico consistió en realizar un diagrama de polos para las galerías G-7, G-6, G-5, G-4A y G-4 incluyendo información superficial de la zona de vertedor, con su correspondiente diagrama de densidades en donde se puede ver la caracterización geométrica de las discontinuidades del macizo rocoso.

En la figura 22 se observan cuatro concentraciones máximas de polos de los planos de discontinuidad.

La zona 1 y 2 representan la concentración de polos de los planos de estratificación. La zona 1 tiene una tendencia de $N 4^{\circ} W$ con inclinación de 18° hacia el NE siendo básicamente estratos de arenisca predominando sobre las lutitas (Galería 5). La zona 2 tiene una tendencia de $N 20^{\circ} E$ y una inclinación de 30° al NW (Galería 5).

Las zonas 3 y 4 son las concentraciones de polos de fracturamiento. La zona 3 tiene una tendencia de $N 64^{\circ} W$ con una inclinación de 80° al SW (Galería 5). La zona 4 tiene una tendencia de $N 64^{\circ} E$ con 55° de inclinación hacia el NW (Galería 5).

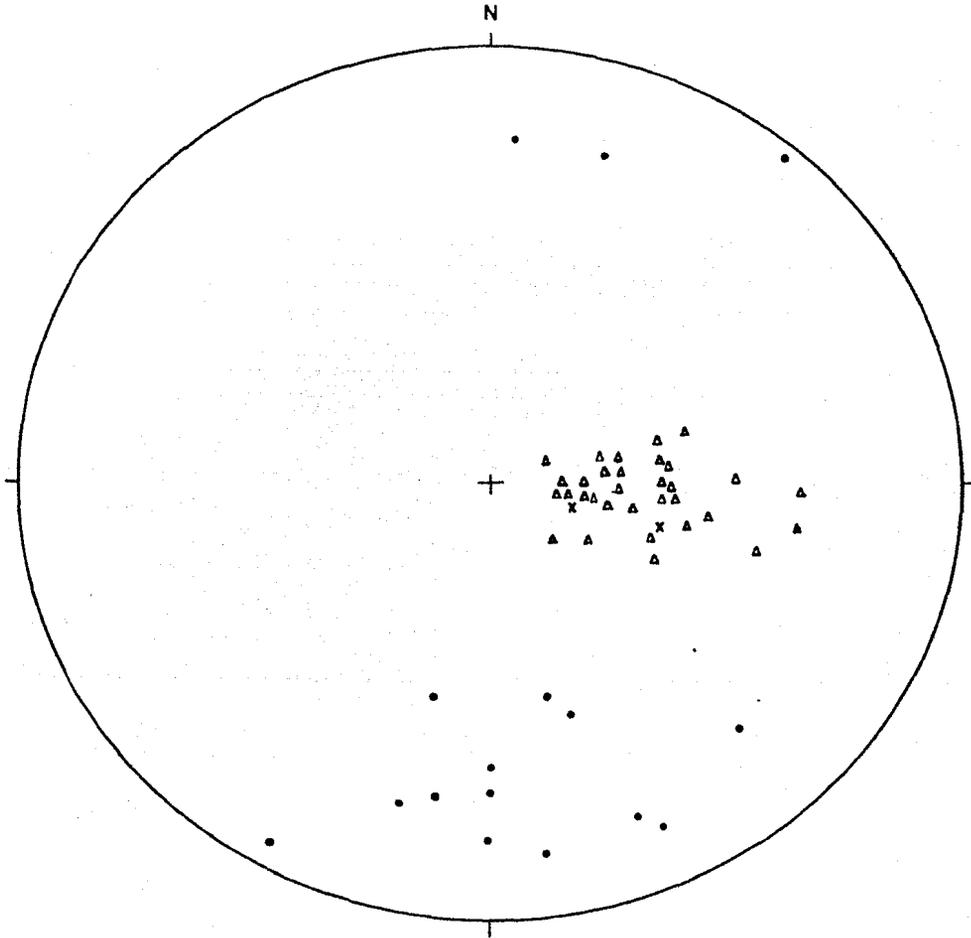


DIAGRAMA DE POLOS PARA LA ELEV.500

- ▲ Planos de estratificación
- Fallas y fracturas
- x Diques

TOMADO DE PLANO "P.H. EL CARACOL" C.F.E.

TESIS PROFESIONAL

Carlos Castelazo Werckle
Fernando Urzúa Atilano

FIG. 19

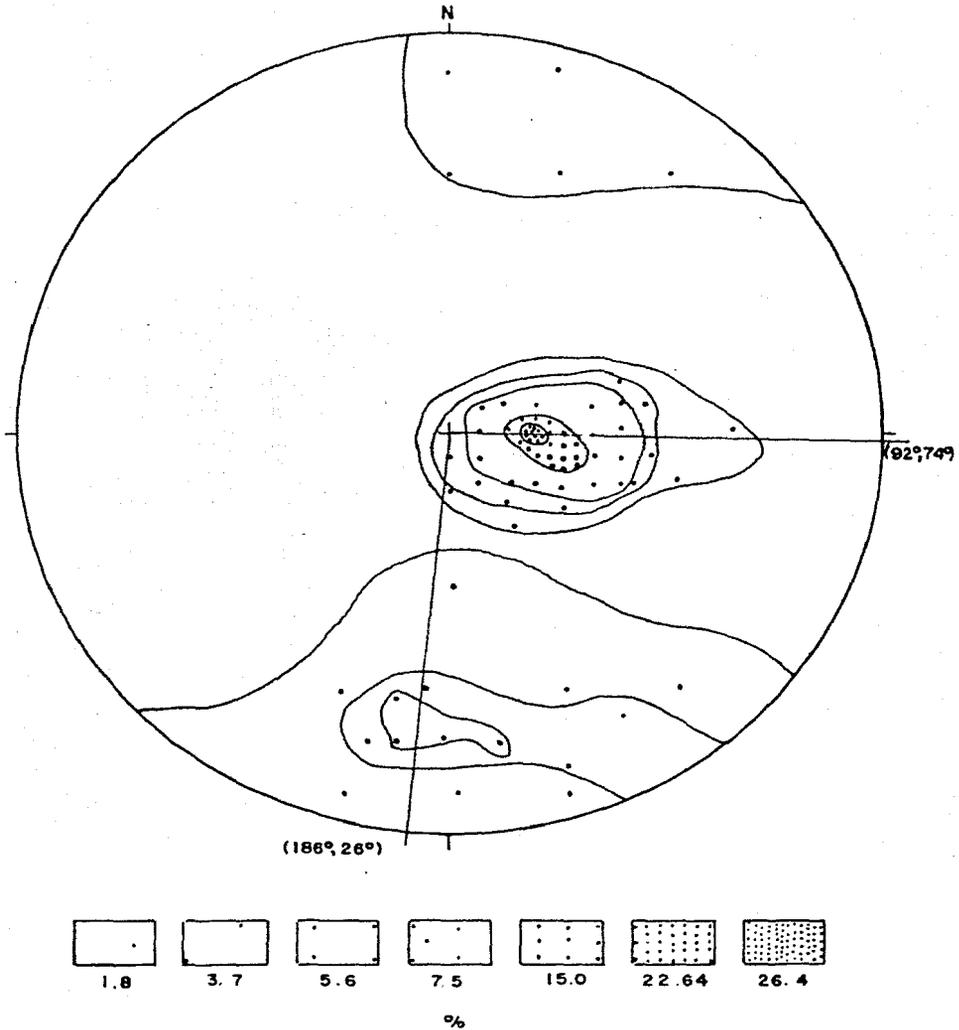


DIAGRAMA DE DENSIDADES PARA G-1

ELEV. 500

53 DATOS DE CAMPO

TOMADO DE PLANO "P.H. EL CARACOL" C.F.E.

TESIS PROFESIONAL

Carlos Castelazo Werckle

Fernando Urzúa Atilano

100

N

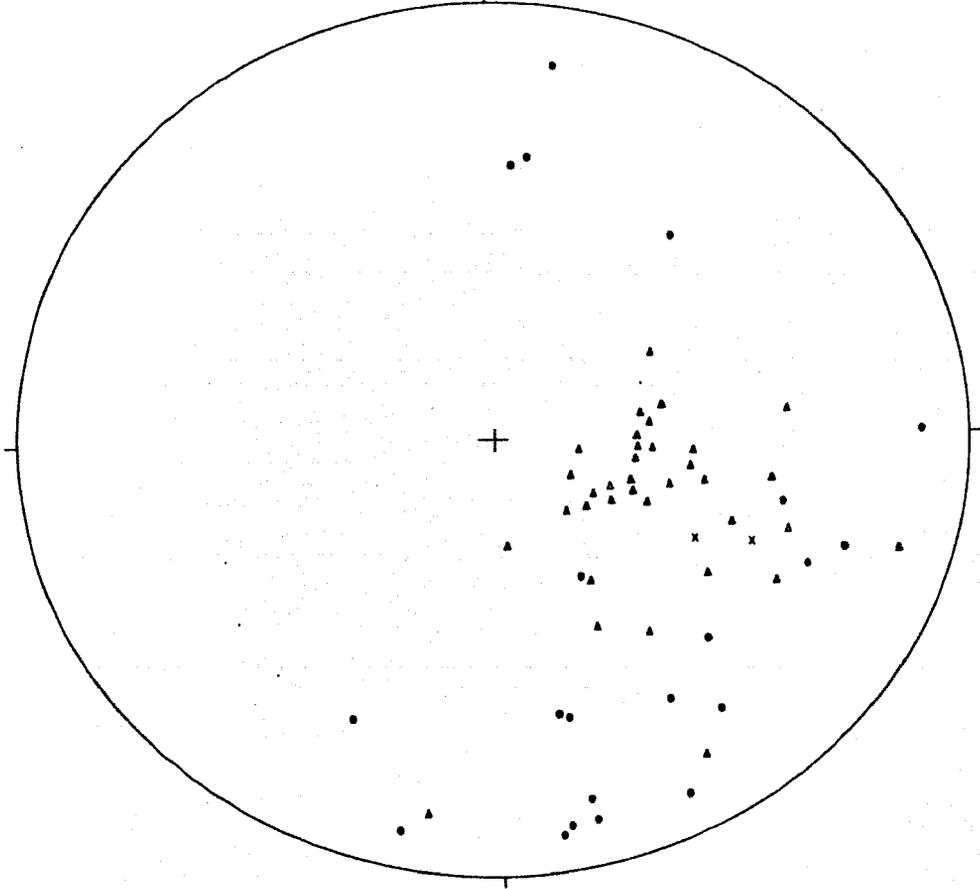


DIAGRAMA DE POLOS PARA LA ELEV. 460

- Δ Planos de estratificación
- Fallas y fracturas
- x Diques

TOMADO DE PLANO "P.H. EL CARACOL" C.F.E.

TESIS PROFESIONAL

Carlos Castelazo Werckle
Fernando Urzúa Atilano

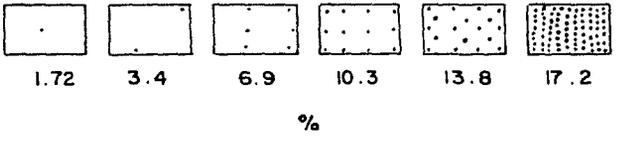
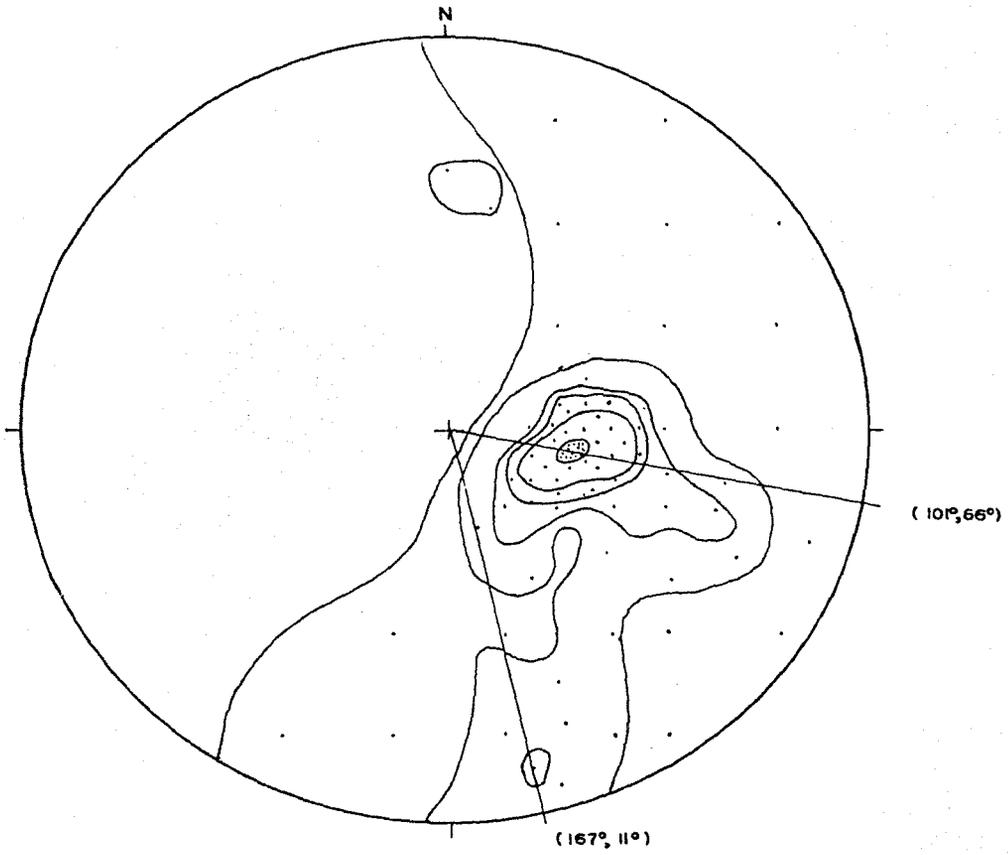


DIAGRAMA DE DENSIDADES PARA G-2

ELEV. 460

58 DATOS DE CAMPO

TOMADO DE PLANO "P.H. EL CARACOL" C.F.E.

TESIS PROFESIONAL

Carlos Castekzo Werckle

Fernando Urzua Afilano

FIG. 20 A

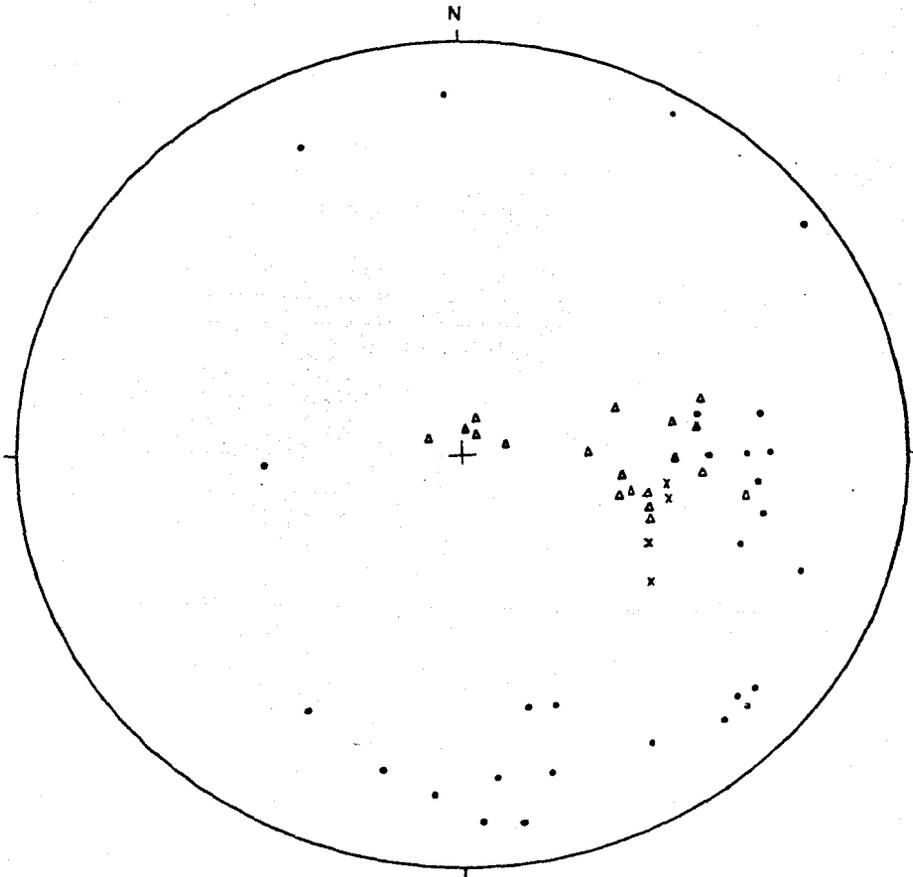


DIAGRAMA DE POLOS PARA LA ELEV. 430

- Δ Planos de estratificación
- Fallas y fracturas
- X Diques

TESIS PROFESIONAL

Carlos Castelazo Werckle
Fernando Urzúa Atilano

TOMADO DE PLANO "P.H. EL CARACOL" C.F.E.

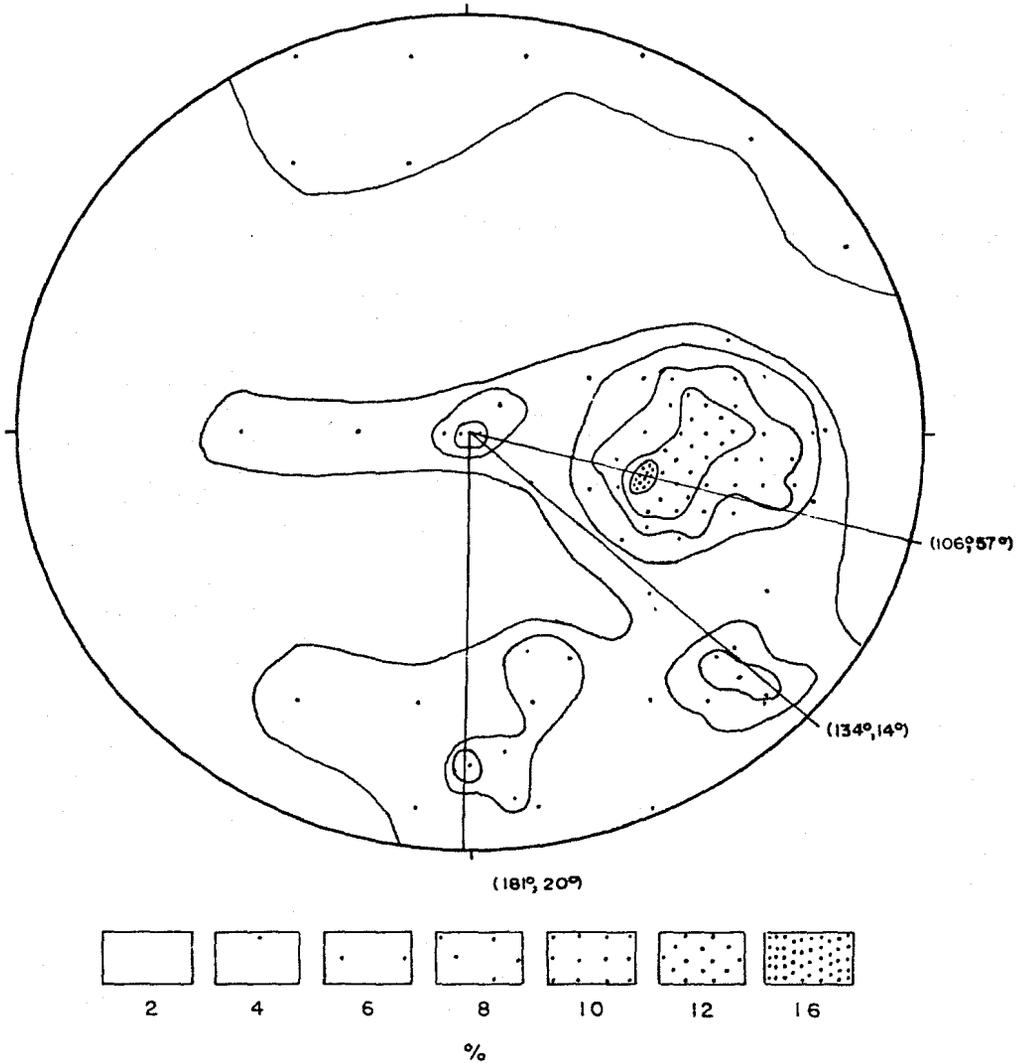


DIAGRAMA DE DENSIDADES PARA G-3

ELEV 430

50 DATOS DE CAMPO

TOMADO DE PLANO "P.H. EL CARACOL" C.F.E.

TESIS PROFESIONAL

Carlos Castelazo Werckle
Fernando Urzúa Atilano

FIG. 21 A

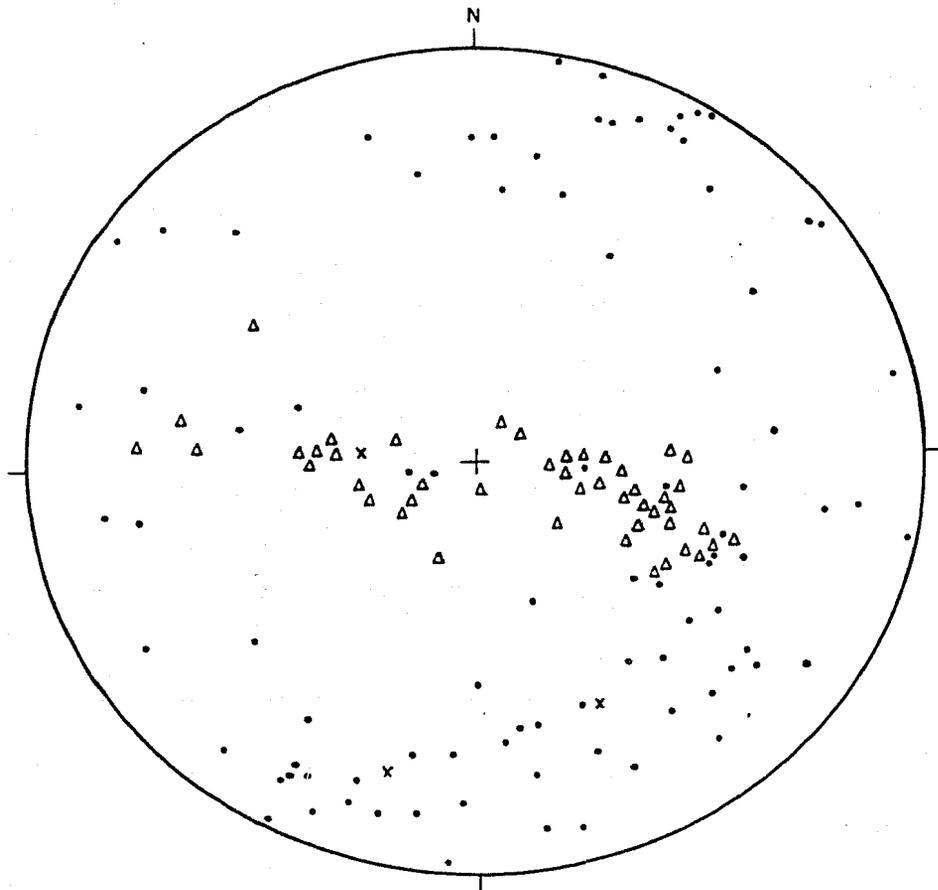


DIAGRAMA DE POLOS DE DISCONTINUIDADES PARA CALCULO DE ORIENTACION DE BARRENOS EN LA PANTALLA PRINCIPAL DE M. D.

SIMBOLOGIA

- Fracturas
- △ Estratificación
- X Dique

TESIS PROFESIONAL

Carlos Castelazo Werckle
Fernando Urzúa Atilano

TOMADO DE PLANO "P.H. EL CARACOL" C.F.E.

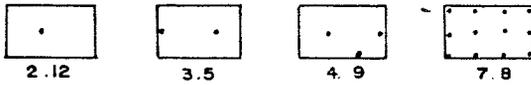
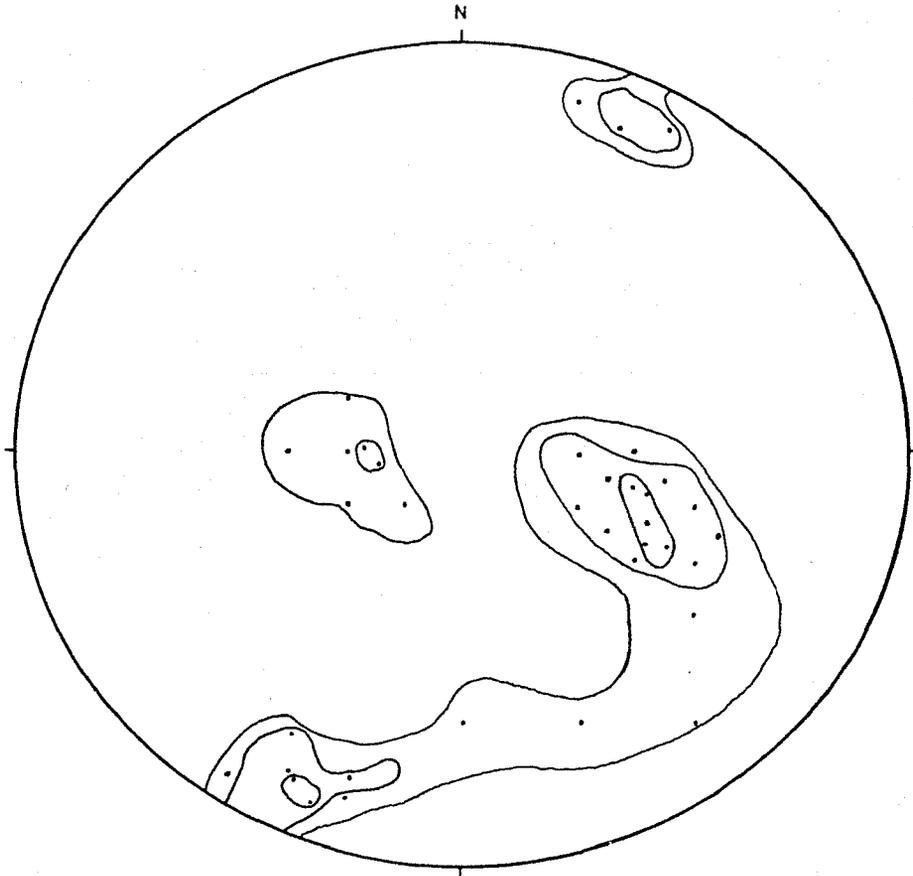


DIAGRAMA DE DENSIDADES PARA M. D.
TOMADO DE PLANO "P.H. EL CARACOL" C. F. E.

131 DATOS

TESIS PROFESIONAL
Carlos Castelazo Werckle
Fernando Urzúa Atilano

FIG. 22 A

Como se puede ver, las dos últimas zonas de máxima concentración, 3 y 4, son fallamientos simétricos debidos a esfuerzos tectónicos tensionales ocurridos en dirección N-S.

Del análisis anterior se concluye que para realizar con eficacia la inyección de la pantalla impermeable, los barrenos de inyección para las galerías G-7, G-6, G-5, G-4A y G-4 deben tener una orientación de S 45° E.

VI.6. Tratamiento de la falla F-4

Del estudio geológico que se presentó en el capítulo V se concluye lo siguiente:

La falla F-4 presenta claras evidencias de infiltraciones, acentuándose éstas en los contactos roca-falla. Aunque en general las fisuras que se observan están cerradas, existen fisuras abiertas, pero no se puede conocer su frecuencia ya que en los afloramientos de la falla aparecen esporádicamente, sin embargo, existe la posibilidad de encontrarlas a lo largo de la falla. Al hacer las pruebas de permeabilidad tipo Lugeon, antes del tratamiento, se deben de tomar muy en cuenta las zonas en donde la permeabilidad aumente, ya que estas zonas pueden corresponder a los contactos de la falla o a alguna fisura abierta.

De una manera cualitativa, la permeabilidad de la falla F-4 es elevada y rebasa la permeabilidad permitida para la obra

que está en un rango de 2 unidades Lugeon como máximo. Este límite es flexible pues se ha observado en otras obras que no es necesario hacer un tratamiento buscando que la permeabilidad sea nula, además de que sería antieconómico. Este rango de permeabilidades es aceptable para una obra de esta naturaleza y la elección del valor de la permeabilidad requerida depende de: la zona que se esté inyectando, de la experiencia del residente de inyecciones y del fin que persiga el tratamiento del macizo rocoso. En el caso del P. H. "El Caracol" por ejemplo, parte de la falla F-4 queda protegida aguas abajo por la pantalla principal de impermeabilización y parte queda localizada hacia aguas arriba de esta pantalla, lo que trae como consecuencia que la permeabilidad tenga un rango más flexible en el primer caso que en el segundo. Plano 6

La falla F-4 pone en contacto a la unidad UA y a la unidad UB lo que representa una zona de transición de las propiedades físicas y mecánicas de la roca. Esto, aunado a la existencia de fisuras abiertas, puede traer como consecuencia que el comportamiento de un mismo barreno sea distinto en algunos o todos los tramos de inyección de 5 m. En estos casos es preferible hacer la inyección mediante tramos ascendentes ya que de esta forma se tiene un mejor control de la inyección, como ya se explicó en el capítulo III.

Las filtraciones que se pueden tener a través de la falla F-4 son muy variables ya que, como se dijo anteriormente, sus características físicas son aleatorias, cambiando tanto en

el sentido longitudinal como con la profundidad.

Este cambio aleatorio trae como consecuencia el no poder definir un patrón regular de la permeabilidad de la falla, sin embargo en los contactos de la falla, la permeabilidad es alta en general y esto se convierte en un problema, ya que la falla F-4 atraviesa la cimentación de la cortina y su traza, corta en la parte del recinto la zona del corazón impermeable y en la margen derecha corta la zona de filtros y enrocamiento aguas arriba.

Haciendo referencia al plano 6 se puede ver que el contacto corazón impermeable-roca queda atravesado por la falla en el recinto en forma diagonal.

La pérdida de agua debido a las filtraciones que se pueden tener a través de la falla no son en este caso tan importantes como el efecto de estas mismas en el corazón impermeable.

Se establece, por lo tanto, que la finalidad del tratamiento requerido es la reducción de la permeabilidad de la falla a valores que queden dentro del límite permitido de 2 unidades Lugeon con el propósito primordial de no tener las consecuencias desfavorables que causarían filtraciones grandes en el corazón impermeable.

El tratamiento requerido en este caso es el de inyecciones de lechada por medio de barrenos de inyección. Estos barrenos

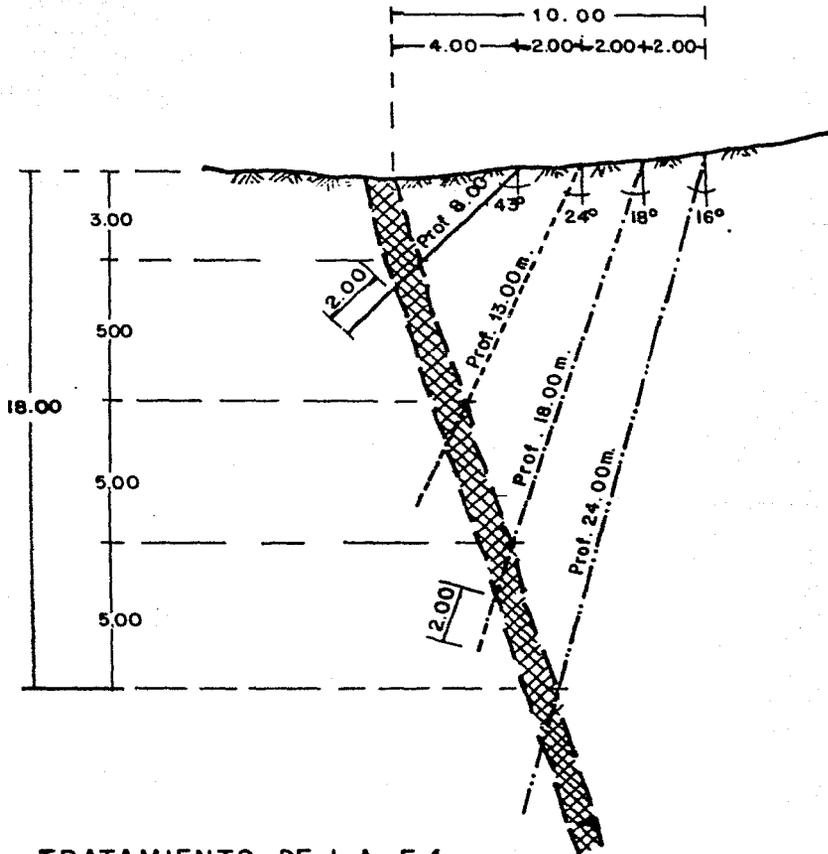
deben interceptar los contactos falla-roca, ya que en ellos es en donde se esperan las mayores filtraciones.

El diseño de la impermeabilización que se adoptó aprovecha el echado de la falla, interceptándola con los barrenos de inyección en forma de abanico distribuidos como se muestra en la figura 23.

El tratamiento se llevó hasta 20 m por la falla desde la superficie. Con esta profundidad de tratamiento el tapete de consolidación queda protegido contra tubificaciones causadas por el lavado de la lechada.

En el plano 6 se ve la distribución de los barrenos diseñados para efectuar el tratamiento de la falla F-4. Con esta distribución en forma escalonada, conjuntamente con la perforación en forma de abanico de los barrenos, se forman grupos de barrenos que interceptan al plano de falla a las profundidades de 3, 8, 13, y 18 m. obteniéndose así tres tramos de inyección de cinco metros y uno, el superficial, de tres metros.

Se puede notar que los barrenos están separados 1.50 m centro a centro en sentido longitudinal a la traza de la falla y 2 m en sentido perpendicular a la misma traza. Con las perforaciones de los barrenos de inyección hechas con el ángulo de inclinación con respecto a la vertical diseñado se logra que los barrenos con la misma separación perpendicular a la falla intercepten su primer contacto a una misma elevación aproximada-



TRATAMIENTO DE LA F-4

Fig. 23

TESIS PROFESIONAL

Carlos Castelazo Werckle
 Fernando Urzúa Atilano

mente pues el espesor de la falla no es constante por lo que algunos barrenos la interceptarán antes que otros.

Estos mismos barrenos quedan separados en sentido longitudinal a la falla una longitud de 6 m lo que corresponde a la misma distancia entre barrenos de la segunda etapa en la pantalla principal de impermeabilización, que a su vez muestra que es una distancia que permite el tratamiento efectivo ya que las pruebas de permeabilidad realizadas después de los barrenos de prueba arrojan resultados satisfactorios (permeabilidades muy bajas).

VI.6.1. Procedimiento

El procedimiento recomendado para hacer la inyección de impermeabilización de la falla F-4 fué el de tramos de regreso cuyo orden de ejecución es en primer lugar los barrenos profundos, después los intermedios y por último los superficiales.

De esta forma se logra que el espesor de la falla que se debe inyectar quede limitado con la inyección de los barrenos más profundos y se pueden alcanzar las presiones indicadas sin el peligro de tener resurgencias de la lechada o inducirle deformaciones y fisuramiento a la roca superficial.

En vista que el fisuramiento del material triturado de la falla F-4 se presenta cerrado en general se inyectaron las

mezclas estables denominadas A-1, A, B y C que son las mismas descritas anteriormente.

La profundidad de los barrenos se sujetó a la profundidad en que se encontró el segundo contacto falla-roca y se prolongó 2 m después de éste con el objeto de tener el tratamiento también en la roca próxima a la falla.

Las presiones de rechazo se incrementaron conforme se profundizaba en la falla comenzando con 5 kg/cm^2 en los tramos superficiales para continuar con 10, 15 y 20 kg/cm^2 en los más profundos. Estas presiones se aplicaron únicamente a la falla R-4, entre sus dos contactos con la roca. Desde el primer contacto hasta la superficie se adoptaron las presiones utilizadas en la pantalla principal en tramos de 5 m.

VI.6.2. Control

El control que se llevó a cabo en el tratamiento de la falla R-4 fué el que se ha adoptado para los tratamientos que se han realizado hasta ahora a base de inyecciones en el P.H. "El Caracol",

Las pruebas de permeabilidad tipo Lugeon que se hacen antes y después del tratamiento no tienen una localización predeterminada. En este caso como en la mayor parte de las veces la decisión de determinar el sitio de las pruebas se deja al ingeniero residente de inyecciones, él, con su experiencia y con el conocimiento diario de los trabajos realizados toma un cri

terio para elegir el lugar en que se deberán hacer las pruebas.

Para tener un control del tratamiento se llevó un registro gráfico del comportamiento de cada barreno inyectado, en donde se muestra el consumo de cemento en kg/m, la profundidad de las progresiones, la presión de inyección en kg/cm² y tres leyendas correspondientes a pérdidas de agua, caídos y fugas.

Figura 24. (9)

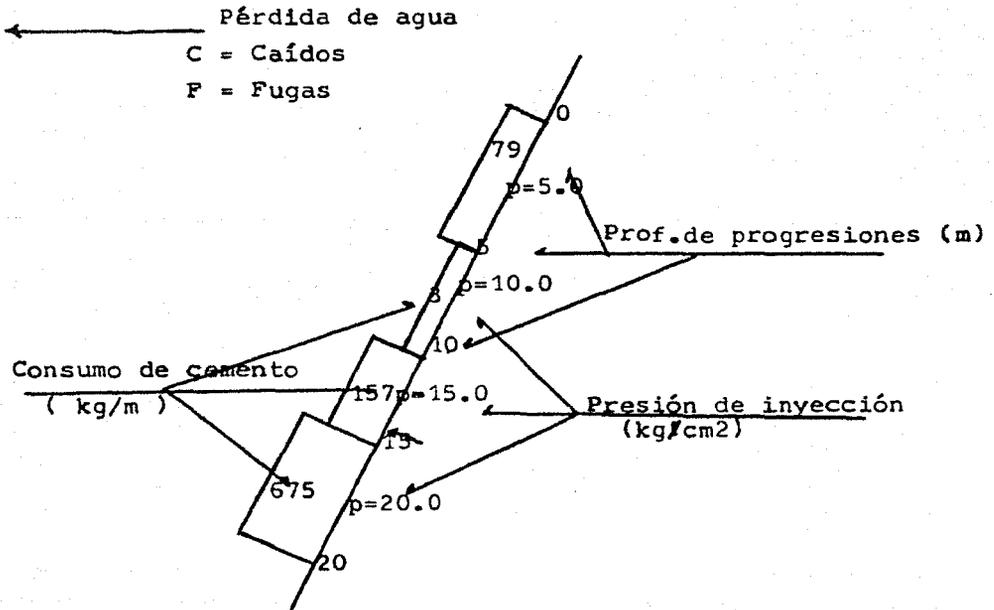


Fig. 24 Control gráfico de barrenos de inyección

Estas gráficas mostraron en primer lugar que la parte de la falla que queda sobre la margen derecha tiene consumos menores, en general, que en la margen izquierda. Esto se explica ya que como se ha visto con anterioridad, la roca en la margen izquierda se encuentra más fisurada y fracturada que en la margen derecha en donde el fracturamiento no es tan intenso. Esto también lo revelan las gráficas de los barrenos de margen izquierda.

Hay que aclarar que los consumos a los que se hace referencia son a lo largo del barreno, ya que los consumos que se registraron en la falla fueron de un mismo orden en general, solamente en zonas muy localizadas se obtuvieron consumos elevados, presentandose éstas con mayor frecuencia en la margen izquierda. Lo anterior indica que las condiciones del material de la falla son mejores de lo previsto.

VI.6.3. Comentarios sobre la falla F-4

El tratamiento realizado en la falla F-4 es, en si, un tratamiento común el cual demostró, a través de pruebas de permeabilidad posteriores, que es suficiente para eliminar el riesgo de filtración que representa esta falla.

Con un espesor de 20 m de tratamiento de la falla lo que se esta haciendo es proteger al tapete de impermeabilización de un posible flujo concentrado en la zona de la falla.

La zona de más cuidado de la falla F-4 es la que se encuentra aguas arriba de la pantalla principal sobre el cauce del río ya que en esta zona, la traza de esta falla atraviesa parte del corazón impermeable y filtros.

En esta zona en especial se construyó, a nivel del terreno, un tapón de concreto sobre la falla para poder levantar la mayor presión posible en las inyecciones superficiales con el fin de hacer más efectivo el tratamiento.

Aguas abajo de la pantalla principal, la falla queda protegida por el mismo sistema de impermeabilización, por lo que el tratamiento en esta zona fué menos intenso.

VI.7. Tratamiento del dique D-1

El afloramiento del dique D-1 en la margen izquierda hace contacto con la cortina en la zona del respaldo de enrocamiento de aguas arriba por lo que el único contacto que el dique tiene con el corazón impermeable es el afloramiento del cauce como se ve en el plano 1, por lo cual fué menester considerar su tratamiento en esta parte.

El alto fracturamiento de la roca de margen izquierda y la existencia de cuatro estructuras geológicas, una de ellas el dique D-1, fueron los factores por los que el tratamiento del tapete de impermeabilización en la margen izquierda del cauce se tuvo que intensificar en ciertas zonas. Para el dique

D-1 el tratamiento se realizó aprovechando las líneas de inyección del tapete dándole a los barrenos la inclinación necesaria para intercentrar al dique en sus dos contactos.

Se realizó la ejecución de cuatro líneas adicionales de inyección con barrenos hasta de cuarta etapa los cuales hicieron el costureo del dique en la zona del corazón impermeable.

La profundidad tratada del dique fué de 7 a 8 m, igual al espesor del tapete y los consumos de los barrenos fueron hasta 500 kg/m en los contactos del dique.

En cuanto al afloramiento del dique en la ladera de la margen izquierda las filtraciones que se pueden esperar serán a través de los contactos dique-roca principalmente. Por tal motivo se considera que un tratamiento del dique D-1 en esta zona no es necesario pues los afloramientos de estos contactos se encuentran en la zona del enrocamiento de la cortina, pero este dique presenta zonas de material deleznable por lo que se construyó un tapón de concreto lanzado en el afloramiento aguas abajo de la barranca de Charloa, con lo cual disminuirán grandemente las filtraciones a través del dique y no se tendrá el problema del arrastre de material deleznable.

VI.8. Tratamiento del dique D-2

El rumbo y el echado del dique D-2 es tal que las filtraciones que se pueden tener a través de él serán paralelas a la

dirección del río.

Analizando la información geológica, se puede notar que la roca ígnea que constituye el dique se encuentra sana, poco fracturada, por lo que se puede pensar que el dique en general tendrá una baja permeabilidad. Sin embargo en los contactos y en las zonas en donde hay pequeñas fallas existen procesos de alteración los cuales se pueden incrementar al saturarse la roca provocándose entonces el arrastre del material alterado haciéndose presente en las intersecciones con las galerías.

Los afloramientos de este dique se tienen en las galerías G-1 y G-2 y en el acceso a la galería G-3, aunque en este acceso el afloramiento se tiene aguas abajo del eje de la cortina.

El afloramiento del dique D-2 en la ladera de la margen izquierda quedó bien definido después de haberse realizado el programa de regularización de la ladera con lo que se pudo determinar la zona del contacto dique-corazón impermeable.

El corazón impermeable en los contactos con ambas laderas queda protegido con el tapete de impermeabilización, esto permite que el tratamiento del dique D-2 en superficie se pueda llevar a cabo a partir de la inyección del tapete de impermeabilización intensificándose únicamente en la zona de su afloramiento.

Los barrenos de inyección se deben ejecutar con una longitud suficiente para interceptar los dos contactos del dique y seguir una longitud de seguridad de 5 m a partir del segundo contacto. La longitud promedio calculada es de 30 m. Figura 25.

La pantalla de impermeabilización en la margen izquierda interceptará al dique D-2 lo cual impedirá el paso de las filtraciones a través de ese cuerpo. Sin embargo por la magnitud del dique se ha diseñado un tratamiento especial con el propósito de hacer el costureo y el drenaje de este dique entre las galerías para evitar el arrastre de partículas sólidas hacia las mismas galerías y romper las presiones piezométricas que provoquen las filtraciones que no fueron interceptadas por la pantalla impermeable.

La figura 25 muestra la forma en que se debe practicar el costureo del dique a partir de las galerías G-1 y G-2. En las figuras 25.a y 25.b se ve la distribución y el diseño en abanico de los barrenos de inyección y drenaje, con lo que el dique quedará tratado en una longitud de 24 m alrededor de cada galería.

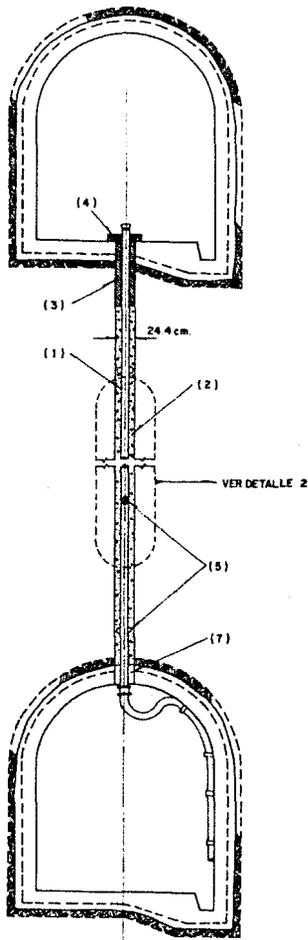
En lo referente al drenaje, es muy importante tener en cuenta que tanto la magnitud como las características de alteración de este dique obligan a pensar que las filtraciones a través de sus contactos continuarán a pesar de que se construya la pantalla de impermeabilización y drenaje y el trata-

miento de inyección de este dique, por lo que al paso del tiempo estas filtraciones se irán incrementando y se provocará un arrastre del material alterado del dique, con lo que algunos barrenos de drenaje de la pantalla principal se obstruirán y habrá material que salga hacia las galerías de drenaje aumentando así el tamaño de las vías de filtración.

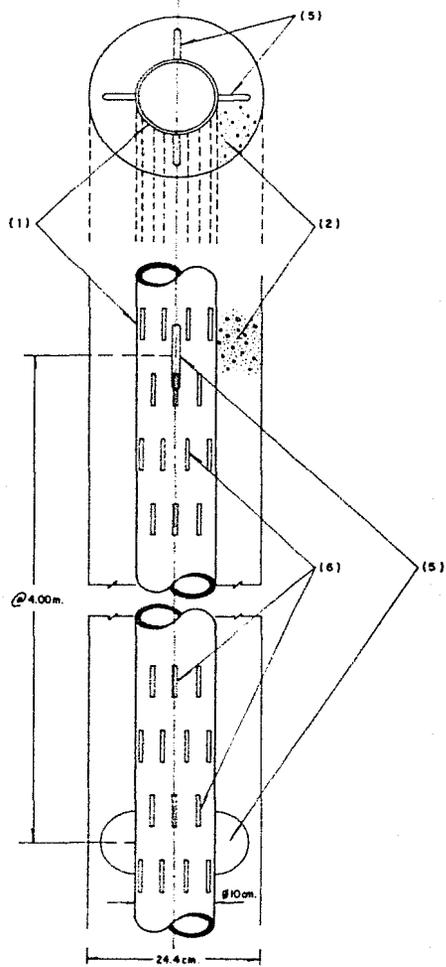
Para evitar lo antes dicho se ha diseñado el drenaje de este dique utilizando la técnica empleada en la presa Quing Talal de Jordán. Con este drenaje se pretende proteger a las zonas deleznales del dique.

El sistema consiste en hacer una barrenación de 10 pulgadas de diámetro desde el piso de una galería superior hasta el techo de una galería inferior. Se mete un tubo ranurado de 4 pulgadas de diámetro con cuatro guías de plástico estando dispuestas perpendicularmente. Este tubo se adema con un filtro de grava triturada, cribada y lavada con un contenido del 15 por ciento de partículas entre 1 y 2 mm y 85 por ciento de partículas entre 2.5 y 6 mm. El barreno se tapona en la parte superior con un tapón de arcilla y un bloque de concreto y en la parte inferior con un tapón de concreto. La descarga de las filtraciones captadas se hace a través de un sifón dispuesto en la parte inferior de la tubería. Figura 26.

En este sistema de drenaje, el filtro de grava triturada evita el arrastre hacia las galerías del material y el sifón no permite que entre aire que inicie procesos de alteración.



DETALLE 1 ESC. 1:50



DETALLE 2 ESC. 1:5
(TUBO RANURADO)

Fig 26 Sistema de Drenaje en zonas delezables
Diques de M. Izquierda.

- (1) Tubo de plástico perforado, \varnothing 10 cm.
 - (2) Filtro de grava *
 - (3) Arcilla compactada
 - (4) Bloque de concreto
 - (5) Gavas de plástico (\varnothing 4 00 m)
 - (6) Ventanas o Ranuras de 2×50 mm.
 - (7) Tapón de concreto
- * Grava triturada, cribada y lavada conteniendo 15% de partículas entre 1 y 2 mm y 85% de partículas entre 2.5 y 6 mm.

DATOS TOMADOS DEL PLANO "P.H. EL CARACOL" C.F.E.

TESIS PROFESIONAL
Carlos Castelazo Werckle
Fernando Urzúa Afianco

VI.9. Tratamiento de la falla F-1

De lo expuesto en el inciso V.4. se ve la necesidad de realizar un tratamiento particular de esta estructura, con el fin de reducir al mínimo el paso del agua hacia la cortina a través de esta falla en el afloramiento del cauce. Esto se logró con líneas adicionales a partir del tapete de consolidación.

Tomando en cuenta que el NAMO se encuentra a la elevación 515 msnm, la falla quedará saturada hasta la misma elevación. Sin embargo, su posición con respecto a la cortina no presenta una situación riesgosa para la estabilidad de la cortina pues su afloramiento queda dentro de la zona del enrocamiento de aguas arriba, y debido a su posición con respecto al dique D-1 fué suficiente el mismo tratamiento de ese dique para la falla F-1.

VI.10. Tratamiento de la falla F-3

Esta falla no fué tratada en forma particular. El tratamiento que se le practicó se puede incluir en el realizado en forma general para la zona del cauce, intensificándose en la zona correspondiente a las intersecciones entre las estructuras D-1, F-3 y F-1 mostrada en el plano 1.

VII. Conclusiones y recomendaciones

- El conocimiento teórico actual de los mecanismos que rigen el tratamiento de macizos rocosos a base de inyecciones está poco desarrollado, por lo que éste es un campo muy amplio de investigación dentro de la mecánica de rocas.
- La publicación de informes sobre los trabajos realizados en el pasado, concernientes al tratamiento de macizos rocosos a base de inyecciones es muy importante para el desarrollo de proyectos que se han de realizar en el futuro.
- En la bibliografía existente se recomienda la utilización de mezclas de inyección de tipo inestable para el tratamiento de roca fisurada; no obstante, la utilización de mezclas estables en el proyecto hidroeléctrico "Chicoasen" Chis. ha dado buenos resultados, los que también se esperan en el proyecto hidroeléctrico "El Caracol" Gro.
- De las observaciones hechas desde el punto de vista geológico, se puede corroborar a lo largo de todas las excavaciones y frentes de trabajo, la gran deformación que ha sufrido la secuencia de la Formación Mezcala por lo que sigue siendo difícil la medición estratigráfica completa de esta formación.
- Los grandes esfuerzos tectónicos a los que ha estado sujeta esta zona hacen ver la complejidad de la Formación Mezcala

a nivel regional, por lo que este proyecto será una referencia importante para obras posteriores localizadas en esta formación.

- Se puede ver que la geología y la ingeniería civil son disciplinas que se interrelacionan fuertemente en este tipo de obras.
- Es necesario que los geólogos conozcan el problema del tratamiento para que la información que obtengan sirva de base al ingeniero civil para su diseño.
- Es necesario que el ingeniero civil comprenda perfectamente lo que es la geología estructural para que exista buena intercomunicación con los geólogos.
- Se piensa que esta tesis puede servir a los estudiantes para comprender, con ayuda de un caso práctico como el P. H. "El Caracol" y sus trabajos de impermeabilización, el problema global del tratamiento.

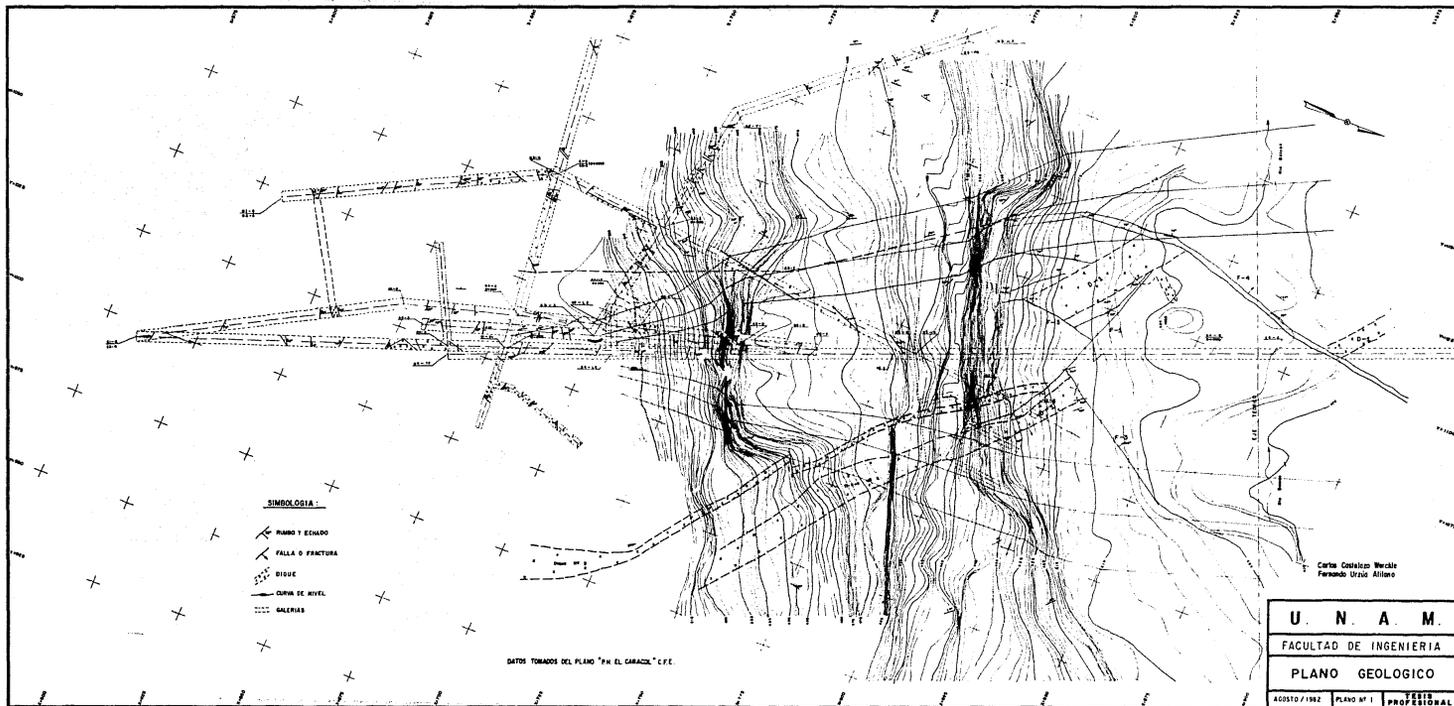
Referencias

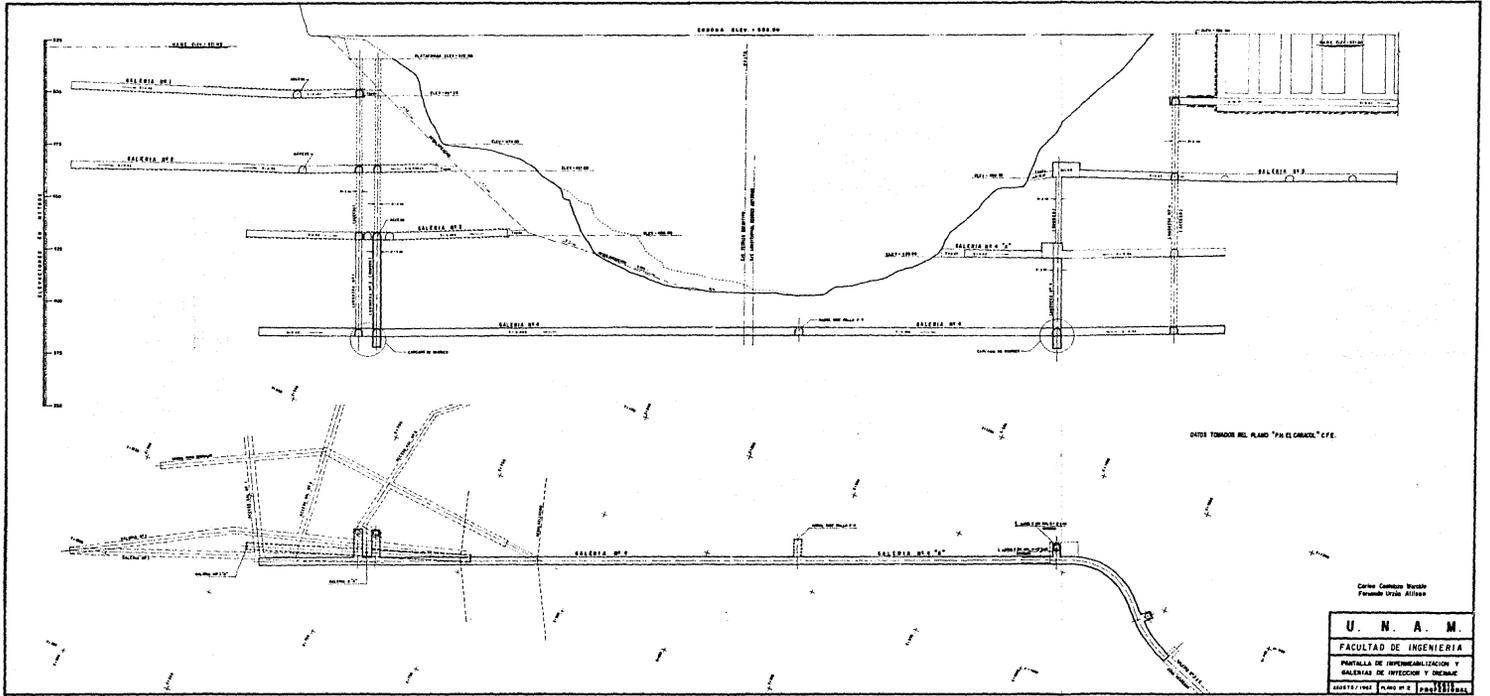
1. Comisión Federal de Electricidad. P.H. "El Caracol;" Gro. Características del dique D-1 en las pantallas de inyecciones de la atagüa aguas arriba de la margen izquierda del río Balsas.
2. Comisión Federal de Electricidad. Estudio acerca de los mecanismos de fracturamiento en la roca y sus efectos sobre las estructuras de la planta. (1979).
3. Comisión Federal de Electricidad. P.H. "El Caracol;" Gro. Informe geotécnico para la licitación del P.H. "El Caracol;" Gro. (1978)
4. Comisión Federal de Electricidad. P.H. "El Caracol;" Gro. Informes de geología e inyecciones. (1979, 1980, 1981).
5. Comisión Federal de Electricidad. P.H. "Chicoasen;" Chis. Informe de los trabajos realizados por el laboratorio de mezclas de inyección durante los meses de marzo, abril y mayo de 1977 por el Ing. Jorge Coria Cabrera.
6. Comisión Federal de Electricidad. Manual para el diseño de obras civiles, (1980)
7. Comisión Federal de Electricidad. Instructivo para el diseño de pantalla de inyección y drenaje. (1981)
8. Comisión Federal de Electricidad. P.H. "El Caracol;" Gro. Resultados de los análisis petrográficos del P.H. "El Caracol;" (1978)
9. Comisión Federal de Electricidad. P.H. "El Caracol;" Gro. Tratamiento de la roca. Residencia de inyecciones. Informes al 20 de septiembre de 1981.
10. Cserna, Zoltan de. Palacios Nieto. Pantoja, Alor J. (1981) Relaciones de facies de las rocas cretácicas en el noroeste de Guerrero y en las fallas colindantes de México y Michoacán. Instituto de Geología, UNAM. Revista, Vol. II
11. Jimenez Dominguez, Abel. (1965). Estudio geológico San Juan Tetelcingo sobre el río Balsas. F.I., UNAM. Tesis profesional.

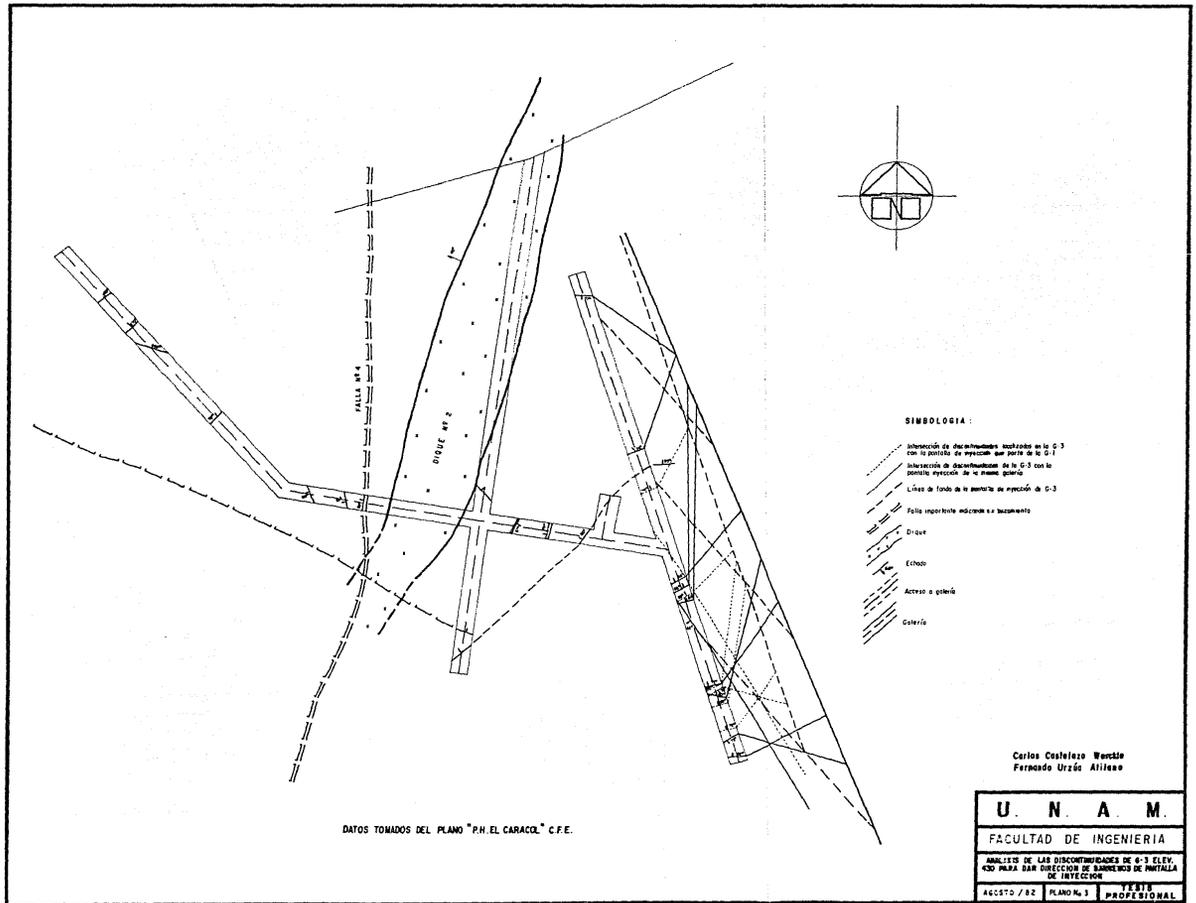
12. Pautre, André. P.H. "El Caracol". Visitas al sitio. Informes del 1 al 13.
13. Río Zolezzi, Gustavo del. Apuntes para tesis profesional. (Inedito).

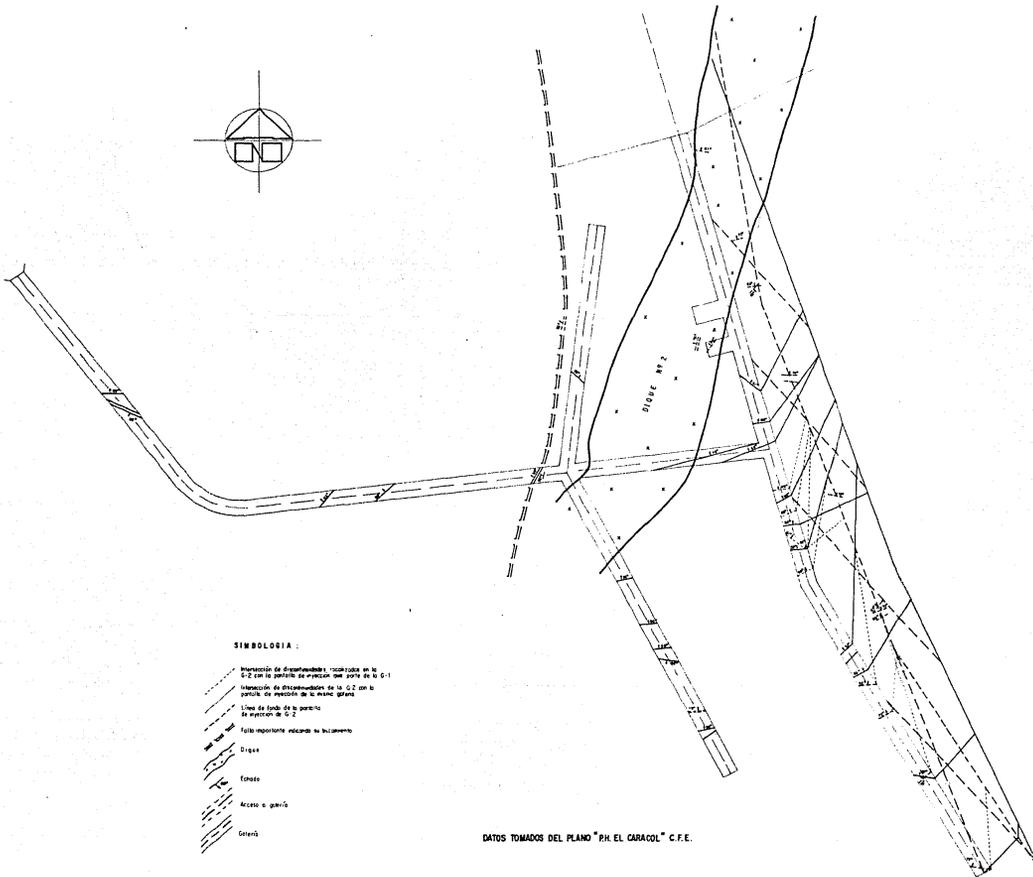
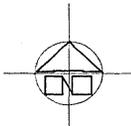
Bibliografía

1. Cambefort, Henri. "Inyección de suelos" Ed. Omega, S.A. Primera edición: 1968.
2. Comisión Federal de Electricidad. "Manual para el diseño de obras civiles"
3. Billings, Marland P. "Structural Geology", 3a. Ed. Prentice Hall, Inc. New Jersey, 1972.
4. Goodman, E Richard. "Methods of Geological Engineering" West Publishing Co. USA 1976.
5. Juárez Badillo, Rico Rodríguez. "Mecánica de Suelos" Tomo II Ed. Limusa. 2a. Edición. México, 1979.
6. Marsal, Raúl J., Reséndiz N, Daniel. "Presas de tierra y enrocamiento" Ed. Limusa. 1a. Edición. México, 1975.
7. Mattauer, M. "Las deformaciones de los materiales de la corteza terrestre" Ed. Omega, Barcelona, 1976.
8. Ramsay, G John. "Plegamiento y fracturación de las rocas" Blume Ediciones, Madrid 1975.
9. Terzaghi, Karl., Ralph B. Peck. "Mecánica de suelos en la ingeniería práctica" Ed. El Ateneo, S.A., 2a. edición, 3a. reimpresión, Barcelona, 1978.









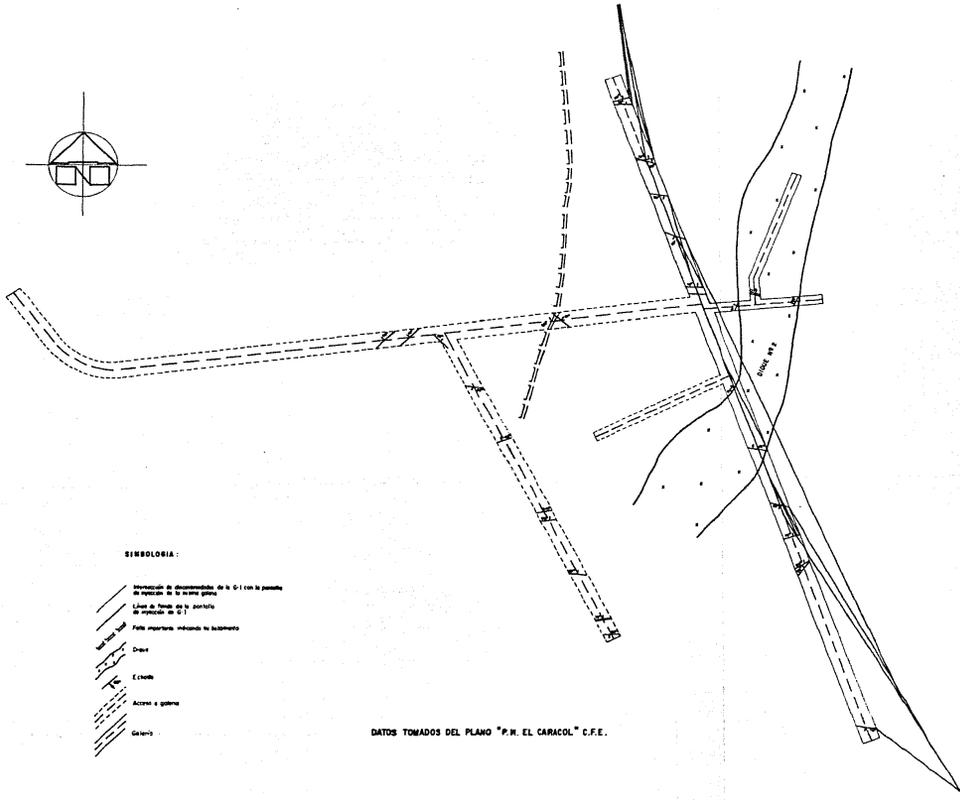
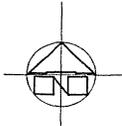
SIMBOLOGIA :

-  Intención de discontinuidad, indicada en la 0-2 con la intención de precisión del punto en la 0-1
-  Intención de discontinuidad de la 0-2 con la intención de precisión de la misma orden
-  Línea de límite del terreno
-  Línea de intención de 0-1
-  Línea importante, indicada en el documento
-  Dique
-  Foso
-  Acceso a garaje
-  Calle

DATOS TOMADOS DEL PLANO "PK EL CARAOL" C.F.E.

Carlos Costelazo Warkle
Fernando Urzua Atillano

U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
ANÁLISIS DE LAS DISCONTINUIDADES DE 0-2 ELEV. 400 PARA DAR SUBSECCIONES DE BARRIDOS DE PANTALLA DE SECCIONES	
AGOSTO / 82	PLANO N.º 4
TESTS PROFESIONAL	



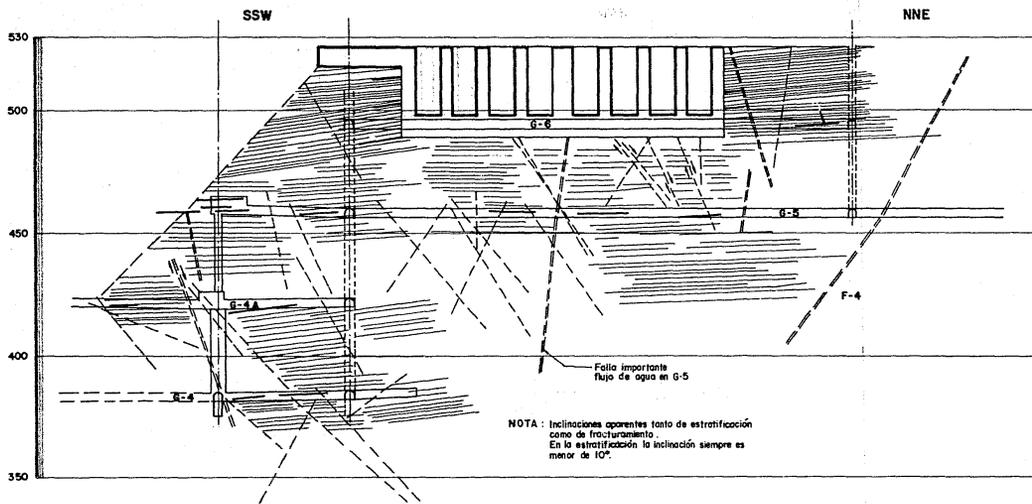
SIMBOLOGIA:

- Separación de discontinuidades de la G1 con la presencia de rocas de la misma gama.
- Línea de límite de la parte de fractura de la G1 y parte de fractura de la G2.
- Faja separadora indicando su localización.
- Dique
- Estado
- Acero y gabión
- Galería

DATOS TOMADOS DEL PLANO "P.H. EL CARACOL" C.F.E.

Carlos Castellazo Wercble
Fernando Urzúa Alfaro

U. N. A. M.		
FACULTAD DE INGENIERIA		
PLANTA DE GALERIA N°1 Y FRACTURAMIENTO A LA ELEV. 500		
AGOSTO / 82	PLMC No. 3	TESIS PROFESIONAL



DATOS TOMADOS DEL PLANO "P.H. EL CARACOL" C.F.E.

Carlos Castelazo Werckle
Fernando Urzúa Atilano

U. N. A. M.		
FACULTAD DE INGENIERIA		
SECCION GEOLOGICA POR EL EJE DE CIMACIO, VISTA AGUAS ABAJO		
AGOSTO/1982	PLANO Nº 7	TESIS PROFESIONAL