

4  
2eg.

MEXICO, D.F.  
1994



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIVISION DE INGENIERIA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

**GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES**

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
**INGENIERO GEOLOGO**  
P R E S E N T A:  
**XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO, D. F

1994



## **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 está 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIRECCION

60-1-054

**SRITA. XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT**

Presente

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor Ing. Luis Arturo Tapia Crespo, y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de Ingeniero Geólogo:

**GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES**

**RESUMEN**

**INTRODUCCION**

**I LA INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A OBRAS CIVILES**

**II ETAPAS DE EXPLORACION EN LA INGENIERIA GEOLOGICA**

**III APLICACION GEOLOGICA-GEOTECNICA A OBRAS CIVILES**

**IV EJEMPLOS GEOTECNICOS**

**V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

**BIBLIOGRAFIA**

**TABLAS, FIGURAS, PLANOS Y ANEXOS**

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

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

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Ciudad Universitaria, a 20 de octubre de 1994

EL DIRECTOR

ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

***A mi familia:***

***A mi hija, con todo mi cariño.***

***A mi madre, quien me acompaña  
como la luz de la lejana estrella.***

***A mi padre, hermanas  
y hermano.***

***A mis maestros  
compañera(o)s  
y amiga(o)s.***

# GEOLOGÍA APLICADA A OBRAS CIVILES

## INDICE

		Página
RESUMEN		
INTRODUCCIÓN	Objetivos	1
CAPITULO 1	La ingeniería geológica aplicada a obras de ingeniería civil.	3
CAPITULO 2	Etapas de exploración en la Ingeniería geológica.	4
2.1	* Exploración geofísica.	9
	a) Método sísmico	10
	b) Método eléctrico	13
2.2	* Exploración mecánica.	16
	a) Pozos a cielo abierto y trincheras	16
	b) Socavones	17
	c) Penetración estándar	18
	d) Perforación mixta	19
	e) Cono eléctrico	20
	f) Perforación rotatoria	21
CAPITULO 3	Aplicación geológica-geotécnica a obras civiles.	24
3.1	* Bancos de material.	24
3.2	* Cimentaciones.	31
3.3	* Ingeniería de costas.	35
3.4	* Acueductos.	40
3.5	* Vías terrestres.	42
3.6	* Presas.	66
CAPITULO 4	Ejemplos geotécnicas.	73
4.1	* Túnel en suelos blandos	74
4.2	* Puente carretero	84
4.3	* Presa	97
4.4	* Bancos de material	115
CAPITULO 5	Conclusiones y recomendaciones.	122
BIBLIOGRAFÍA		

# GEOLOGÍA APLICADA A OBRAS CIVILES

## RELACIÓN DE TABLAS, FIGURAS, PLANOS Y ANEXOS.

### T A B L A S

Tabla No. 1	Diagrama de flujo para investigaciones geotécnicas.
Tabla No. 2	Rangos de velocidades en ondas longitudinales.
Tabla No. 3	Rangos de resistividad eléctrica de rocas y suelos más comunes.
Tabla No. 4	Relación de diámetros de perforación.
Tabla No. 5	Clasificación de rocas por K. Terzaghi
Tabla No. 6	Clasificación geomecánica de macizos rocosos fisurados (CSIR).
Tabla No. 7	Clasificación del índice de calidad de túneles (NGI).
Tabla No. 8	Resumen de pruebas de laboratorio del ejemplo de Túnel en suelos blandos.
Tabla No. 9	Resumen de pruebas de laboratorio del ejemplo de Puente carretero.
Tabla No. 10	Resumen de pruebas de laboratorio del ejemplo de Presa.
Tabla No. 11	Resumen de pruebas de laboratorio del ejemplo de Bancos de Material.

### F I G U R A S

Figura No. 1	Simbología geológica.
Figura No. 2	Croquis tipo de mapa geológico.
Figura No. 3-4	Redes estructurales (Lambert o Schmidt y Wulff o estereográfica).
Figura No. 5-6	Ejemplos en redes (esfuerzo principal y bloque deslizante).
Figura No. 7	Método de refracción sísmica y curva domocrónica.
Figura No. 8	Propagación de ondas sísmicas.
Figura No. 9	Método de resistividad eléctrica, Wenner-Gish-Rooney.
Figura No. 10	Diagrama de curvas de isoresistividades
Figura No. 11	Esquema de pozo a cielo abierto.
Figura No. 12	Muestreadores de suelos.
Figura No. 13	Compacidad y consistencia de suelos.
Figura No. 14	Equipo para muestreo en roca.
Figura No. 15	Comportamiento de olas costeras.
Figura No. 16	Tipo de fallas en taludes naturales.
Figura No. 17	Secciones tipo de taludes recomendables
Figura No. 18	Diagrama del comportamiento rocoso en túneles (Terzaghi).
Figura No. 19	Relación entre factor de carga y RQD
Figura No. 20	Gráficas de requerimiento de ademe en roca.
Figura No. 21	Secciones tipo de cortinas.
Figura No. 22	Cortes en margen derecha del Puente "Río Hondo".
Figura No. 23	Protección de la Pila No. 3, Puente "Río Hondo".
Figura No. 24	Sección geológica transversal del Puerto.

### P L A N O S

Plano No. 1	Perfil geomecánico del Túnel "Ampliación Cutzamala" Km 0+290 a Km 0+417.
Plano No. 2	Diseño y método constructivo de revestimiento, Túnel "Ampliación Cutzamala".
Plano No. 3	Perfil geomecánico del cruce, puente "Río Hondo".
Plano No. 4	Perfil geomecánico del eje topográfico, boquilla "La Laja".
Plano No. 5	Tratamiento de cimentación de la presa "La Laja".
Plano No. 6	Localización de Bancos de Material, presa "La Laja".

### A N E X O S

Anexo No. 1	Reporte petrográfico.
-------------	-----------------------

# **GEOLOGÍA APLICADA A OBRAS CIVILES**

## **RESUMEN**

El presente trabajo resalta la importancia de la geología en la elaboración de obras civiles, tarea en la cual, la Ingeniería Geológica juega un papel fundamental. En su desarrollo presenta en forma resumida, los trabajos básicos de exploración geotécnica que sirven en primera instancia, para la interpretación geológica del subsuelo, así como en la determinación de los parámetros mecánicos que regirán en el diseño de la estructura proyectada. Posteriormente describe la aplicación de la ingeniería geológica enfocada a fines puramente geotécnicos, con la finalidad de que puedan ser procesados por los ingenieros civiles.

Finalmente se presentan aplicaciones geotécnicas prácticas, consideradas como obras civiles tipo, en el ámbito de la geología aplicada a obras civiles.

## **INTRODUCCIÓN**

A través del tiempo, la Ingeniería Geológica aplicada en obras civiles se ha incrementado paulatinamente, debido a que se ha constatado que la aplicación directa de ésta ciencia a objetivos prácticos, redundan en el buen funcionamiento de las obras civiles que se construyen.

Particularmente en México, el incremento socio-económico de los últimos años, ha requerido de obras civiles de mayor envergadura, como son las obras hidráulicas y vías de comunicación, por lo que, los estudios de ingeniería geológica y geotécnica se hicieron imprescindible para conocer las condiciones del entorno natural de las estructuras, por lo que se hizo imprescindible conocer el tipo de roca o suelo, su origen, composición y los procesos geológicos que los han afectado; con el fin de predecir su posible comportamiento mecánico bajo el estado de sollicitaciones a la que se someterá el subsuelo.

Es evidente el papel que la Geología desempeña en la elaboración de proyectos de obras civiles, dado que los materiales que utiliza el hombre, proceden de las masas rocosas situadas en el entorno geológico o extraídas de él, por lo que presentan características físicas que son función de su origen y de los procesos que posteriormente han actuado sobre ellos, basta decir que todas las estructuras que construye el hombre están hechas con suelo y roca o sobre suelo y roca; de tal manera que para fines de cálculo, deben considerarse a las masas rocosas o de suelos, como parte integrante de la estructura.



En la actualidad, cualquier proyecto de obra civil, requiere de estudios geológicos generales y de detalle; los primeros son de carácter geológico regional con un reconocimiento preliminar del área afectada por las obras proyectadas y los segundos de exploración de detalle con enfoque geotécnico en los sitios destinados para alojar las estructuras.

La finalidad de estos estudios es reconocer los factores geológicos regionales y locales que puedan incidir en la seguridad de la obra y por otra parte, optimizar los recursos económicos destinados a la obra, es decir, que para llegar a soluciones adecuadas es necesario contar con los estudios geológicos y geotécnicos del sitio, ya que el éxito de una obra radica en el grado en que se adapta a las condiciones geológicas del sitio, en la menor inversión y que concluya exitosamente dando un buen servicio a la sociedad.

El presente trabajo se ha dividido de la siguiente manera:

El capítulo primero presenta una reseña de lo que ha sido en México la aplicación de la geología en la construcción de obras civiles; el capítulo segundo describe los métodos de exploración del subsuelo; el tercero caracteriza la geológica de sitios con fines geotécnicos; en el capítulo cuarto se muestran cuatro ejemplos tipo de aplicación geológica - geotécnica, que la que suscribe considera son característicos dentro de la geotecnia y en los cuales intervino o bien realizó; para finalizar se presenta en el capítulo quinto, las conclusiones y recomendaciones más sobresalientes de la Ingeniería Geológica a obras de Ingeniería Civil.

## **Objetivos**

El objetivo práctico de éste trabajo, es presentar la importancia de la ingeniería geológica en el campo de la ingeniería civil, por lo que es menester de todo Ingeniero Geólogo dedicado a la Geotecnia, conocer la vinculación entre ambas ramas de la Ingeniería y aplicar con criterio práctico sus conocimientos para éstos fines.

## **CAPITULO 1      La ingeniería geológica aplicada a obras de ingeniería civil.**

En las primeras obras civiles de gran envergadura, era práctica común limitar la aplicación de la geología a casos puntuales donde ya se tenía un problema; de hecho la aplicación consistía únicamente en el estudio de los sitios o zonas que presentarían obstáculos para el avance en la construcción, ya fuera porque el material detectado tuviera condiciones físicas no esperadas o bien que la resistencia de la roca no fuera la considerada o se le encontrara en condiciones de extrema alteración.

El motivo principal de los atrasos constructivos y hasta cambios drásticos de proyecto, se debían al limitado conocimiento geológico del entorno afectado por la obra proyectada, lo que originaba derrumbes o comportamiento imprevisto de la masa rocosa y de las estructuras geológicas, ocasionando consecuentemente, modificaciones del trazo de un camino u obra subterránea y el incumplimiento del programa de construcción y aumento del costo de la obra.

Con el paso del tiempo el crecimiento socio-económico de México, requirió de obras civiles más complejas y de mayor infraestructura, consecuentemente se vio la necesidad de realizar estudios geológicos enfocados a satisfacer éstos fines constructivos.

De esta manera la aplicación de la Ingeniería Geológica a proyectos de obras civiles, se ha hecho requisito indispensable en cualquier obra proyectada.

Las dependencias gubernamentales encargadas del proyecto y construcción de grandes obras como pueden ser las carreteras y presas, han desarrollado una amplia experiencia en la conjunción de los conocimientos geológicos y los de ingeniería civil, de tal manera que los estudios geológicos están indicados en la práctica ingenieril y además ya contemplan las exigencias ingenieriles de los materiales en cuanto a las funciones y comportamiento de las estructuras.

## **CAPITULO 2   Etapas de exploración en la ingeniería geológica.**

La principal tarea del ingeniero geólogo especialista en geotecnia, es reconocer e interpretar los rasgos y materiales geológicos expuestos en el sitio de cualquier proyecto de obra civil y analizar la incidencia de los factores geológicos para minimizar los problemas geotécnicos que se podrían derivar a corto, mediano y largo plazo.

Para la realización del levantamiento geológico del sitio destinado para alojar alguna obra determinada, es necesario empezar a recopilar información geológica y geotécnica existente del área, continuando con una fotointerpretación que englobe el sitio en estudio.

Realizadas éstas tareas se procede a un reconocimiento preliminar de la región, primero para comprobar la fotointerpretación y después para verificar la naturaleza geológica del sitio destinado para alojar la obra que se pretenda construir, con la finalidad de poder determinar la factibilidad de construcción y fundamentar el programa detallado de exploración.

Este desarrollo conlleva a la realización de un levantamiento geológico regional del área afectada y otro levantamiento de detalle en los sitios destinados para una estructura determinada.

El Ingeniero Geólogo debe estar consciente de que su principal actividad, debe ser la de definir e interpretar los rasgos geológicos expuestos y así poder definir las causas que originaron el entorno físico en estudio; para lograr tal fin, en primera instancia debe estudiar la litología expuesta e interpretar los rasgos estructurales que controlen el patrón topográfico del sitio; una técnica común de interpretación del subsuelo, es la de elaborar secciones geológicas representativa, tantas como sean necesarias, inclusive es necesario complementar la interpretación auxiliándose del tipo de vegetación que crece en su entorno. Cabe hacer resaltar, que uno de los principales errores en el que se incurre, es de tratar de encajar ideas leídas en bibliografías, ya que éstas solo deben dar un panorama de lo que posiblemente pueda encontrarse en un sitio determinado; debe tener presente que el sitio en estudio es un lugar puntual en una geología regional y por ende queda intrínsecamente correlacionado.

Habiendo realizado la clasificación litológica e interpretado los rasgos estructurales que gobiernan al sitio, el Ingeniero Geólogo puede interpretar las posibles causas que originaron el ambiente natural en estudio y proponer las posibles consecuencias cuando la obra culmine y esté funcionando.

En el levantamiento detallado, el Ingeniero Geólogo debe considerar, además de los factores litológicos, estructurales y estratigráficos, los posibles problemas constructivos a los que se pueda enfrentar el Ingeniero Civil para proyectar y efectuar una obra determinada ya sea durante o después de la construcción, dichos problemas pueden ser discontinuidades, zonas de filtración, hundimientos, zonas inestables y riesgo sísmico.

Cabe hacer mención que el factor cronológico de las unidades geológicas no es determinante para cualquier obra proyectada, pero sí es importante definir la posición estratigráfica que guarde cada una de las litologías detectadas. Otro factor a evaluar es la resistencia que presentan las rocas a ser atacadas mediante métodos operacionales de construcción.

En la tabla No. 1, se muestra un diagrama de flujo generalizado donde se indica la secuencia de las investigaciones geotécnicas durante el desarrollo de un proyecto. Una adecuada caracterización nos permitirá:

- \* Localizar el sitio geotopográfico más adecuado
- \* Una óptima localización en función de las condiciones litológicas y estructurales de la roca.
- \* Suficientes datos para valorar aspectos ambientales.
- \* Hacer el presupuesto de costos de la obra.

La ingeniería geológica, da las herramientas necesarias para llevar a cabo precisamente la caracterización de un sitio y junto con diseños de ingeniería avanzados nos permiten conocer con suficiente detalle las condiciones del terreno que podrían influir en el diseño, seguridad y costo de proyecto.

Las investigaciones varían de acuerdo con el tamaño y naturaleza del proyecto, pero tienen como objetivo:

- \* Determinar la localización óptima del sitio.
- \* Determinar el tipo de estructura que mejor se adapte al sitio.
- \* Definir las elevaciones de las estructuras de cimentación.
- \* Localizar fuentes de materiales de construcción.
- \* Definir tratamientos de cimentación.
- \* Evaluar ciertos tópicos especiales de geotecnia como filtraciones en un embalse o superficies potenciales de deslizamiento.

Como ya se mencionó, la fotointerpretación geológica suele ser una etapa de investigación preliminar y que, desde luego, contribuye al conocimiento del marco o modelo geológico de la zona de interés.

E. Wing Morales en 1967 (referencia No. 3) describe a la fotogeología como una ciencia y arte de identificar e interpretar los datos y rasgos de la superficie terrestre tal y como éstos se muestran por sus imágenes en las

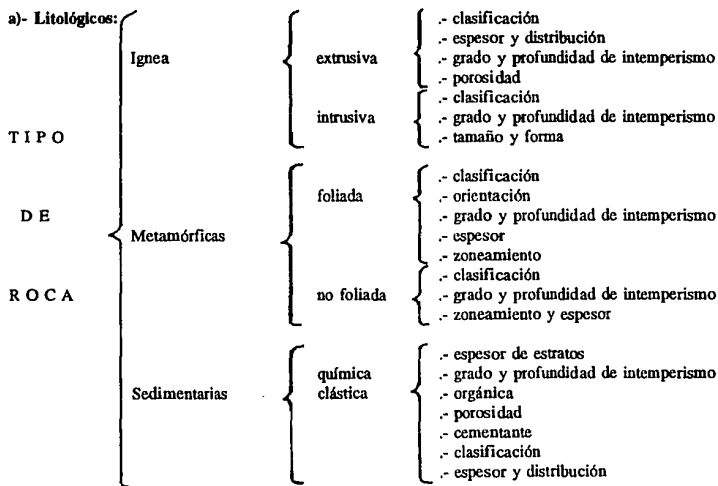
fotografías aéreas. Mediante el análisis estereoscópico de dichos documentos; ésta actividad es imprescindible antes de cualquier trabajo de campo como pudieran ser los recorridos de reconocimiento y localización del sitio de interés.

De acuerdo con Guerra Peña (1980, referencia N. 3), el uso de la fotogeología en los recorridos geológicos, presenta varias ventajas, muchas de las cuales serían imposibles de conseguir sin su empleo, algunas de ellas son las siguientes:

- a) Reduce el tiempo de duración del trabajo
- b) Reduce el costo de los trabajos
- c) Elimina el factor tiempo en su aspecto climático
- d) Reduce la cantidad de trabajo topográfico
- e) Permite la percepción de rasgos y fenómenos de la superficie terrestre que no podrían observarse de ningún modo.

Una vez que se tengan realizadas las etapas de recopilación de información e interpretación fotogeológica con su respectiva verificación de campo, es posible continuar con las demás etapas de investigación que conduzcan a la caracterización del sitio.

A continuación se presentan los principales elementos geológicos que deben tomarse en cuenta en cualquier obra civil proyectada (referencias No.1 y 11):



Como casos litológicos particulares deben considerarse los depósitos originados por la denudación de las rocas expuestas, como son los depósitos aluviales, fluviales, coluviales y de talud, que en numerosas ocasiones llegan a presentar problemas constructivos.

**b)- Estructurales:**

- \* Pliegues considerando tipo de cabalgaduras, sinclinales, anticlinales y la orientación e inclinación del plano axial y línea de charnela.
- \* Fallas, fracturas y diaclasas, considerando las siguientes características: desplazamiento, orientación, familia, longitud, abertura, relleno (tipo y grado de alteración del relleno), textura o rugosidad de la paredes y densidad.

Finalizados los análisis de factores geológicos observados en campo, se realiza un mapa geológico. El principal objetivo a resaltar, es el mostrar las características geológicas del sitio estudiado, utilizando para tal fin, una simbología de fácil entendimiento para todo aquel personal que maneje dicho mapa (ver figuras No. 1 y 2).

La información básica que debe contener el mapa es la siguiente:

- \* Geología sobre una base topográfica de preferencia y a escala práctica.
- \* Estructuras geológicas.
- \* Secciones geológicas que muestren la interpretación del subsuelo.
- \* Naturaleza de los suelos que cubren la(s) roca(s).
- \* Condiciones hidrogeológicas.
- \* Contactos geológicos y puntos de verificación geológica.
- \* Simbología o leyenda geológica.
- \* Ubicación del norte (magnético o geográfico).
- \* Escalas, numérica y gráfica.
- \* Croquis de localización del sitio en estudio.
- \* Notas

Realizada la recopilación de información geológica y geotécnica existente del sitio en estudio, la fotointerpretación, verificación geológica de campo, mapa geológico y secciones geológicas, se efectúa un análisis auxiliar de interpretación estructural del área por afectarse, es decir, un análisis de líneas y planos estructurales con métodos estadísticos, como es la aplicación de la Red Estereográfica.

Este análisis estructural, consiste en una representación gráfica bidimensional de los datos estructurales detectados (referencias No. 12 y 13) en el área de interés.

Existen dos tipos de redes básicas que son auxiliares en la interpretación estructural de rasgos geológicos, estas redes son las siguientes:

- \* Red polar: Determina áreas iguales, se conoce la de Lambert o Schmit, sirve para obtener una referencia estadística referente a la orientación de los datos estructurales.
- \* Red meridional: Determina ángulos iguales, se conoce la de Wulff o Estereográfica, sirve para obtener proyecciones estereográficas de los datos estructurales y realizar una interpretación referente al cambio de posición de planos y líneas mediante giros.

Debe tenerse especial cuidado en no mezclar el análisis estructural de una red con otra, o de lo contrario se tendrían errores de interpretación ya que la primera considera un análisis de orientar y la segunda relaciones angulares.

El principal uso respectivo de las redes consiste en:

- a) Determinar la orientación del esfuerzo principal que afectó a la roca expuesta y de los esfuerzos a que se someterá por efecto de carga.
- b) Determinación de bloques con posibilidades de desplazamiento por falla.
- c) Optimizar la dirección de perforaciones para la inyección de lechadas en los casos de cimentaciones (impermeabilización y consolidación) y anclajes.

En las figuras No. 3 a 6 se presentan las redes mencionadas y dos ejemplos característicos de sus usos.

Conforme se tenga el avance preliminar de los trabajos de campo y gabinete, se deberá realizar un informe geológico de factibilidad, en el que se deberán resaltar las afectaciones a mediano y largo plazo que puedan atrasar o poner en peligro la obra proyectada, como puede ser la inestabilidad de taludes, intemperismo avanzado y gran permeabilidad principalmente. Dicho informe deberá presentar los mapas geológicos necesarios y en caso necesario debe contar con una ubicación, tipo, uso y volumen de bancos de materiales.

Se hace notar que los estudios geológicos regionales y de detalle hasta aquí mencionados no dejan de ser "de superficie" para los fines que se persiguen; por tal motivo la geología superficial debe ser verificada en el subsuelo

por métodos de exploración indirectos y directos. Por lo que el paso a seguir es un estudio de ingeniería geológica, es la ubicación en campo de las zonas por explorar.

Los métodos de exploración más utilizados en México para estos fines son los métodos indirectos o geofísicos y los métodos directos o mecánicos, con los que se pueden conocer las profundidades de la(s) roca(s) aflorantes, espesor de alteración y anomalías estructurales que se presenten en el subsuelo.

Una vez definida la forma de exploración del subsuelo, se deberá tener especial énfasis en la interpretación litoestratigráfica, en los espesores de depósitos superficiales como en los subyacentes, así como en las profundidades de las litologías detectadas, sin olvidar la determinación del nivel de agua freatica.

Los métodos de exploración auxiliares para definir las características de las condiciones del subsuelo son:

## 2.1 Exploración geofísica.

Los métodos geofísicos constituyen una ayuda exploratoria para el levantamiento geológico de detalle, su aplicación a obras de ingeniería civil sirve para corroborar de forma indirecta ciertas propiedades físicas de los materiales que constituyen el subsuelo, obtenidos por medio de aparatos portátiles y de fácil operación.

De hecho es indispensable un levantamiento geológico preliminar, antes de que los métodos geofísicos puedan aplicarse con alguna certeza de éxito.

Cabe aclarar que el uso de éste tipo de exploración no se recomienda en zonas de morfología accidentada debido principalmente a que se dificulta la interpretación de resultados pero en los casos de que la morfología sea suave a moderada, pueden reducir el uso de una exploración mecánica como consecuencia, reducir considerablemente el costo de la obra.

Con el uso de sistemas geofísicos es posible determinar algunas de las propiedades físicas de las rocas del subsuelo, las propiedades obtenidas, si se interpretan adecuadamente, pueden proporcionar información sobre las litologías, estructuras, condiciones de las rocas en el subsuelo y discontinuidades de los materiales.

Los métodos geofísicos más utilizados en obras civiles pueden clasificarse en dos grupos; sísmicos y eléctricos. Estos métodos se basan en provocar una respuesta implícita de las rocas, estructuras y depósitos que conformen el subsuelo



del sitio en estudio. La forma de obtener las propiedades físicas se logra de manera artificial ya sea por medio de una fuerza o una corriente eléctrica.

A continuación y de manera sucinta, se presenta una descripción de cada uno de los métodos mencionados:

**a)- Método sísmico:**

Este método consiste básicamente en generar un sismo artificial por medio de explosivos y en la obtención del registro de las vibraciones transmitidas por el subsuelo, los explosivos más comunes utilizados en este tipo de investigación pueden ser las gelatinas, nitroamonio y la dinamita.

La explosión generada en lugares denominados "puntos detonantes", provoca una respuesta vibratoria del terreno, que físicamente se puede interpretar como una transmisión de ondas longitudinales y transversales, que se propagan en todas direcciones a través de las masas rocosas que conforman el sitio en estudio.

Las ondas longitudinales (componente vertical o de compresión del movimiento) se propagan más rápido que las transversales (componente horizontal o tangencial del movimiento), por lo que son las primeras que se detectan en los "puntos receptores".

Ambos tipos de ondas viajarán a través de diferentes litologías a diferentes velocidades y serán refractadas y reflejadas conforme pasan de un medio a otro, lo que permitirá deducir las profundidades, espesores de capas y calidad de los materiales.

El punto de explosión, consiste físicamente, en una perforación de aproximadamente un metro, el instante de la explosión provoca en el subsuelo una transmisión de ondas que viajan hasta ser detectada por los aparatos registradores por medio de señales eléctricas, a éstos puntos de registro eléctrico se les denominan "puntos receptores".

En cada "punto receptor" existe un detector, conocido también como geófono, éstos detectores electromagnéticos captan las oscilaciones del subsuelo y las transforman en señales eléctricas, con la particularidad de solo registrar el componente vertical del movimiento (ondas longitudinales), que como ya se mencionó se propagan con mayor rapidez y son las primeras que se registran. En resumen, el objetivo de éste método, es determinar el tiempo de arribo y distancia de recorrido de las ondas a la serie de geófonos equidistantes, obteniéndose de éste modo la velocidad de propagación.

Los geófonos están conectados por cables a amplificadores y a una cámara registradora diseñada especialmente para esos fines (sismógrafos de campo), las vibraciones que arriban a los detectores son registradas en papel fotográfico sensible en movimiento rápido y en computadoras portátiles, cada milésima de segundo está marcado por un mecanismo cronométrico generalmente en diapason, registrándose también el instante de la explosión.

Como ya se mencionó, el método consiste en determinar la velocidad a la que viajan las ondas a través de las diferentes litologías por medio de la siguiente expresión:

$$n = \frac{x}{t} = \frac{x_0 - x_1}{t_0 - t_1} = \frac{\nabla x}{\nabla t}$$

donde: n = velocidad

x = distancia

t = tiempo

Los datos se registran en una curva domocrónica, donde las abscisas son las distancias entre el punto de explosión y los receptores, la escala de las ordenadas es el tiempo que transcurre entre el instante de la explosión y el arribo de la primera onda longitudinal (ver figura No. 7), gráficamente se puede interpretar que cuando menor es la pendiente mayor es la velocidad.

Los esfuerzos originados por la explosión, producen deformaciones dentro del límite elástico de las rocas, al cesar el efecto, el material recuperará su estado original, estableciéndose un movimiento ondulante que se propagará a través de las rocas con diferentes velocidades, que estarán en función de las propiedades elásticas de las mismas (referencia No. 10); en las interfaces donde la velocidad cambia abruptamente, parte de esta energía se transmite o refracta y en parte se refleja hacia la superficie, donde puede grabarse el tiempo de travesía desde la fuente de disturbio hasta algún detector.

Conceptualmente el recorrido de las ondas refractadas obedece a las mismas leyes generales que los rayos de luz refractados.

Si ocurre una explosión denominada en la superficie del terreno, la energía liberada se propaga en todas direcciones hasta encontrarse con un medio diferente al que se propaga, lo que origina un cambio de dirección en la propagación de la onda o bien una refracción (referencia 13 y 14).

Si en el punto donde se produce el cambio de dirección de propagación de la onda, se traza una normal a la superficie de discontinuidad, se producen dos ángulos; uno entre la dirección de propagación originada por la explosión superficial y la normal, al que se le denominará ángulo de incidencia ( $i$ ), y otro ángulo entre la normal y el cambio de dirección propagada debido a la refracción, a éste ángulo se le denomina ángulo de refracción ( $r$ ). Este fenómeno físico, cumple con las leyes de propagación de ondas definido por Snell en 1621.

De ésta manera se puede obtener un índice de refracción ( $R$ ), a partir de la siguiente ecuación:

$$R = \frac{\text{sen } i}{\text{sen } r} = \frac{V_1}{V_2}$$

Donde  $V_1$  y  $V_2$ , son las velocidades de los diferentes medios de propagación. Cuando mayor es el ángulo de incidencia ( $i$ ), mayor es el ángulo de refracción ( $r$ ), habiendo un ángulo crítico de incidencia ( $i_c$ ) para el cual el ángulo refractado ( $r$ ) es de  $90^\circ$ ; es decir, la refracción continúa paralela a la superficie del cambio.

El ángulo de incidencia crítico denominado ( $i_c$ ), se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$\text{sen } i_c = \frac{V_1}{V_2} = R$$

En el caso de que el ángulo de incidencia ( $i$ ) exceda el valor crítico, la energía es reflejada, originándose un ángulo de reflexión ( $r$ ) igual al ángulo incidencia ( $i$ ).

En la figura No. 8, se presenta un ejemplo del comportamiento mencionado; se aprecian dos medios, ambos isotrópicos denominados capa A y capa B, en la superficie de la capa A se genera una explosión "S", originando la propagación de la onda ( $Sr$ ) con ángulo crítico ( $i_c$ ), a una velocidad  $V_1$ , la onda se refracta con una trayectoria ( $rt$ ) en la capa B con una velocidad  $V_2$ , pero envía energía de ondas a la capa A con velocidad  $V_1$  y forma un ángulo de reflexión ( $r$ ), es decir, en las interfases donde la velocidad cambia abruptamente, parte de esta energía se transmite o refracta y en parte se refleja hacia la superficie, donde puede grabarse el tiempo de travesía desde la fuente de disturbio hasta algún detector (geófono).

Obtenidas las velocidades de los medios que atraviesan las ondas generadas artificialmente, falta por determinar la profundidad de los materiales analizados y para ésta determinación deben cumplirse dos condiciones basadas en la ley de Snell que son las siguientes (referencia No. 15):

- 1) Las diferentes velocidades de las capas deben incrementarse con la profundidad. Si una capa tiene una velocidad menor a la que le sobryace, las ondas no se refractarán hacia la superficie entre esta interfase,

por lo tanto ésta capa de baja velocidad no estará representada en la gráfica tiempo-distancia, lo cual puede llevar a determinaciones erróneas de las profundidades. La capa de alta velocidad actuará como pantalla de las capas que tienen velocidades menores. Por otro lado, el espesor de las capas generalmente tiende a incrementarse con la profundidad, por lo que se tiene el problema de una capa ciega cuyas ondas de arriba llegarían después de aquellas refractadas por la capa que la subyace, quedando por lo tanto enmascarada.

- 2) Cuando se intercambian las posiciones de los "puntos detonantes" (de tiro) y de los "puntos receptores" (geófonos), los tiempos de travesía deben ser los mismos. Este aspecto es muy importante para los métodos de interpretación.

El método sísmico descrito, es útil y más confiable en zonas arriba del nivel de agua frías y cuando las velocidades en cada estrato se incrementan con la profundidad.

En la tabla No. 2, se presentan rangos de velocidad de onda longitudinal de los materiales más comunes.

#### **b)- Método Eléctrico:**

Las diversas litologías que constituyen la corteza terrestre poseen propiedades eléctricas muy variadas, siendo las más comúnmente usadas la conductividad y su recíproca, la resistividad.

Los métodos eléctricos que definen las estructuras geológicas son muchos y variados, tanto en la técnica como en las propiedades que miden, en algunos se utilizan las corrientes eléctricas naturales que circundan a través de la litosfera y en otros se utilizan corrientes artificiales que se introducen en las rocas por contacto directo o por inducción; para el caso que nos ocupa hablaremos de los que utilizan corrientes artificiales (referencia No. 9).

El método eléctrico artificial de mayor demanda para fines geotécnicos, es el conocido como método de resistividad, debido a que es el más adecuado, entre otras características, en la determinación de estratos horizontales o poco inclinados o bien en suelos y rocas.

Teóricamente la resistividad ( $r$ ) o resistencia específica de una sustancia, se obtiene a partir de la resistencia eléctrica entre los lados opuestos de un cubo de un centímetro, expresándose en ohmio-metro (Un ohmio es la resistencia que ofrece una columna de mercurio de 106.3 cm de largo, de peso = 14.4521 g a una temperatura de 0° centígrados (referencia No. 13).

$$r = \frac{I \cdot 0}{g}$$

donde: g = conductividad

Siendo la conductividad el recíproco de la resistividad.

La resistividad se puede calcular si se conocen la corriente y el potencial (propiedad del material en permitir el paso de corriente eléctrica), factores que se determinan a partir de dos electrodos de corriente que introducen la energía eléctrica en el terreno, pero el número y la disposición de los electrodos de lectura, varían de acuerdo a diferentes métodos.

La resistividad del subsuelo se obtiene a partir del campo eléctrico generado por la fuente de poder a partir de los electrodos de corriente, la intensidad de dicha corriente se determina por medio de un amperímetro y el potencial de corriente que circula entre los electrodos de corriente, se obtiene por los electrodos de potencial conectados al voltímetro.

En el caso particular de que se tenga una baja cantidad de corriente inducida en el terreno y la diferencia de potencial no sea registrada por el voltímetro por falta de sensibilidad, debido principalmente a la resistencia de contacto entre los electrodos de corriente, se puede eliminar dicha resistencia humedeciendo la región donde están hincados los electrodos de corriente con agua salobre.

Este método presenta un comportamiento muy sensible con la presencia y conductividad eléctrica del agua intersticial, por lo que se afectarán considerablemente los resultados.

En el caso de suelos homogéneos, ésta influencia permite localizar el nivel de agua freatica o la circulación de agua subterránea, además permite localizar cavernas o estratos blandos.

El método Wenner-Gish-Rooney, consta en una fuente de poder, un voltímetro, un amperímetro, cuatro electrodos de 2 cm de diámetro y 50 cm de largo de los cuales dos son de corriente constituidos por varillas de acero o bronce con punta afilada y dos de potencial constituidos por recipientes porosos llenos de una solución de sulfato de cobre, que al filtrarse al suelo garantiza un buen contacto eléctrico, los electrodos están unidos por cables de cobre con forro de neopreno; los cuatro electrodos deben estar alineados y colocados equidistantemente entre sí (ver figura No. 9).

La resistividad aparente puede calcularse a partir de la siguiente expresión:

$$r = 2\pi \times h = \frac{V}{I}$$

Donde:  $r$  = Resistencia en ohmios-m ( $\Omega$ -m)

$h$  = Distancia entre electrodos en metros.

$V$  = Diferencia de potencial entre electrodos centrales en voltios.

$I$  = Intensidad de corriente en amperios.

Cuando el equipo usado mide resistencia ( $r$ ) se puede sustituir  $V/I$  por  $r$  medida en ohmios.

El método Lee (partitioning method), varía en la colocación de un tercer electrodo central equidistante entre los dos ya mencionados; por lo que la expresión de la resistividad se modifica de la siguiente manera:

$$r = 4\pi \times h = \frac{V}{I}$$

donde  $V$  es la diferencia de potencial entre el tercer electrodo central y uno de los electrodos centrales adyacentes.

Se recomienda en ambas técnicas el calibrarse, mediante la determinación de la resistividad del estrato más superficial, colocando los electrodos con una separación menor que el espesor del primer estrato (referencia No. 10).

Cuanto más grande es el intervalo entre los electrodos de corriente ( $h$  = distancia entre electrodos), más grande es la profundidad de penetración, es decir, la distancia ( $h$ ) hace posible conocer resistividades a diferentes profundidades.

Cuando se incrementa la distancia ( $h$ ), se puede penetrar en una capa de resistividad diferente, en tales casos la resistividad aparente se mide en la superficie o bien se hace una lectura adicional en superficie. En el caso de que se requiera interpretar una sección horizontal de poca profundidad, la distancia ( $h$ ) se mantiene constante y el equipo se traslada hasta donde se desee.

Con el método descrito es posible elaborar diagramas de resistividad e iso-resistividad aparentes permitiendo conocer las variaciones aparentes del subsuelo estudiado. Así como también se pueden comparar las resistividades aparentes obtenidas con resistividades conocidas, llegándose a obtener resultados y espesores reales del corte geoelectrico (referencia No. 10, ver figura No. 10); con lo que se definen espesores de los materiales del subsuelo, discontinuidades de las rocas y presencia de agua. En la tabla No. 3, se presentan los rangos de resistividad de los materiales más comunes.

## **2.2 Exploración mecánica.**

Estos métodos directos de exploración, al igual que los indirectos antes mencionados, son auxiliares en la interpretación de la geología del subsuelo de una zona determinada, pero con la ventaja de que los datos o registros obtenidos serán reales y representativos del subsuelo y no inferidos; ésta diferencia los hace definitivamente más veraces en la descripción geológica del subsuelo que se desea determinar.

Sin embargo, los datos y registros obtenidos por éste tipo de exploración no dejarán de ser puntuales, por lo que la interpretación que a éstos se les dé, deberá estar sujeta al criterio de un Ingeniero Geólogo.

Habiéndose definido las zonas sujetas a exploración por los estudios geológicos previos, se procede a elaborar el programa de exploración necesario, lo cual dependerá del tipo de obra proyectada y nivel de investigación al que se encuentre.

La exploración consiste básicamente en la recuperación de muestras alteradas e inalteradas del subsuelo, con base en perforar el terreno por medios mecánicos y realizando ensayos o estudios de laboratorio a las muestras obtenidas. Los métodos de mayor uso en México son (referencias No. 9, 10 y 16 a 20):

- a) Pozos a cielo abierto y trincheras
- b) Socavones
- c) Penetración estándar
- d) Perforación mixta
- e) Cono eléctrico
- f) Perforación rotatoria

A continuación se dará una descripción general de cada uno de los métodos.

### **a) Pozos a cielo abierto y trincheras**

Estos métodos consisten básicamente en excavar de manera manual (pico y pala) o mecánica (retroexcavadora) en el terreno, lo suficiente para que un ingeniero o técnico, examine en su estado natural las condiciones fisicomecánicas del material expuesto, así como también las condiciones precisas referentes al agua contenida en el subsuelo.

En el caso de pozos a cielo abierto las dimensiones estándares son de 1.5m x 1.5m con profundidad máxima de 5.0m, en el caso de trincheras el largo de la excavación es en general mayor que la profundidad de la misma.

En éste tipo de exploración se pueden obtener dos tipos de muestras, la alterada y la inalterada. La primera consiste en la obtención del material promedio de las paredes de la excavación y de acuerdo a las variaciones del mismo, las muestras obtenidas deberán protegerse contra pérdidas de humedad; la segunda consiste en labrar, en las paredes o base de la excavación, un cubo de aproximadamente 30 cm por lado y a la profundidad que el ingeniero considere necesario, la muestra deberá protegerse contra pérdidas de humedad envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con una mezcla de brea y parafina para evitar en lo posible la pérdida de sus propiedades *in situ* (ver figura No. 11), finalmente las muestras deberán ser trasladadas a un laboratorio de mecánica de suelos.

Las limitantes que presenta este tipo de exploración en relación a los fines de determinar o bien conocer a mayor detalle las características del subsuelo, es la poca profundidad que puede alcanzarse, ya sea por falla de los taludes del mismo, resistencia del material o por filtración del nivel freático dentro de la excavación. Sin embargo su uso en la exploración de bancos de materiales es la más común y económica.

#### **b) Socavones**

Este procedimiento de exploración geotécnica consiste en efectuar una excavación horizontal o una galería en una ladera de dimensiones promedio=1.2m x h=2.0m y longitud variable.

Dicha excavación se realiza con equipo convencional de tunelero (explosivos). En el socavón se realiza el levantamiento litológico y estructural de las formaciones geológicas que se desean caracterizar.

Como puede verse este tipo de exploración geológica es de alto costo, por lo que su utilización está limitado principalmente a grandes obras como puede ser la construcción de presas y grandes excavaciones.

Los socavones o bien las contrapoceras (excavaciones verticales), se utilizan para conocer las condiciones de intemperización de la roca, posibles cambios litológicos a profundidad, pero su mayor utilidad radica en la determinación del sistema de fracturamiento de la masa rocosa. Todas estas características son determinadas y medidas *in situ* por el ingeniero geólogo, que valiéndose de todos los procedimientos de campo ya discutidos, elabora el mapa geológico del socavón y define mediante diagramas estereográficos, las familias de fracturas.



Además de lo anterior un socavón permite realizar pruebas de campo a gran escala, para determinar las propiedades mecánicas de la roca, tal como la resistencia al corte y el módulo de deformación.

Es frecuente que en este tipo de exploración se practiquen ensayos de campo, como la prueba de placa, con histéresis de carga y descarga para determinar el comportamiento esfuerzo-deformación de la roca, o bien, pruebas de gato plano para determinar esfuerzos naturales o tectónicos, pruebas de roseta para conocer la orientación de los esfuerzos y en casos especiales pruebas de galería para conocer el módulo de deformación.

De los socavones se obtienen muestras representativas que se analizan en el laboratorio, con el fin de conocer sus características mecánicas.

Por último otra utilidad de la realización de socavones, radica en que representa un modelo para definir el procedimiento constructivo, dado que las dificultades que se presente durante su excavación podrán fácilmente extrapolarse a la construcción de la obra.

### c) Penetración Estándar

Este procedimiento de exploración únicamente se utiliza en suelos, se obtienen muestras alteradas representativas del subsuelo.

La exploración se realiza con una máquina de perforación rotatoria, en el que se hace girar la tubería de perforación a alta velocidad.

El equipo para obtención de testigos consta de un muestreador especial (penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas, es normal que presente en su extremo una media cuña con el fin de facilitar la extracción de las muestras que hayan penetrado en su interior (referencia No. 17, ver figura No. 12). El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 Kg (140 lb) que cae desde 76 cm (30 pulg), la penetración inicial es de 15 cm, posteriormente se continúa avanzando 30 cm (1 pie) en los cuales se contarán el número de golpes necesarios para lograr éste avance, por último se realiza una última penetración de 15 cm. El martinete hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecho al efecto. En cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo el suelo de su interior el cual constituye la muestra.

Este método permite conocer de manera burda el comportamiento mecánico del subsuelo; correlacionando el número de golpes obtenidos en la prueba con la compacidad relativa en suelos friccionantes y en suelos cohesivos la consistencia; en el primer caso permite además correlacionar un ángulo de fricción interna  $\Phi$  y en el segundo caso permite una aproximación de la resistencia a la compresión simple  $q_u$  (referencia No. 17 y 18, ver figura No. 13).

En suelos firmes la perforación se mantiene abierta, en caso de requerirse se colocará ademe para evitar la acción del arco de suelo; en los suelos blandos y en arenas bajo el nivel freático, la perforación se mantiene abierta hincando un tubo de acero (ademe metálico) o de preferencia rellenando el hueco con fluido viscoso que se llama lodo de perforación (mezcla de arcilla bentonítica y agua) el cual soporta las paredes y el fondo de la perforación. El lodo también sirve para mantener limpio el fondo de la excavación.

El objetivo principal de éste método es en primera instancia, el obtener muestras aunque alteradas, si representativas del subsuelo y a las cuales se les pueden realizar pruebas índice en laboratorio como son la granulometría, límites de Atterberg y contenido de humedad principalmente, así como también una clasificación visual y al tacto de las muestras de acuerdo a los lineamientos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Otra finalidad es el poder determinar de manera burda, las características mecánicas del subsuelo.

#### **d) Perforación Mixta**

Este procedimiento de exploración es semejante al anterior, a diferencia de que únicamente es utilizado en suelos y estrictamente en suelos blandos, de donde se obtienen muestras representativas del subsuelo tanto alteradas como inalteradas.

El método consiste básicamente en la combinación de la penetración estándar antes descrita, con una intercalación de muestreo con base en un tubo de acero de pared delgada denominado "tubo Shelby", por medio del cual se recuperarán muestras inalteradas.

Cabe aclarar (referencia No. 16) que de ningún modo y bajo ninguna circunstancia puede obtenerse una muestra de suelo que pueda ser rigurosamente considerada como inalterada. Esta afirmación se basa en que inevitablemente las condiciones de esfuerzos a la que está sometida una muestra dada en el subsuelo, variarán al ser ésta extraída.

El tubo Shelby es un cilindro de acero sin soldaduras, de 0.80 a 1.0 m de longitud, en uno de sus extremos tiene una rosca con la que se acopla a la tubería de perforación y en el otro extremo una terminación en forma de cuña, el diámetro del muestreador varía de acuerdo al tubería de perforación (referencia No. 16, ver figura No. 12). Colocado el tubo Shelby en la tubería de perforación se introduce hasta alcanzar el avance de la excavación y se

hincan lentamente, ya sea por su propio peso en el caso de suelos muy blandos o con una carga constante; alcanzada una profundidad igual a la longitud del tubo muestreador, se deja en reposo cierto tiempo antes de proceder a la extracción. Al dejarlo en reposo la adherencia entre el suelo y el muestreador crece con el tiempo, debido a que el suelo remodelado de la superficie del muestreador expulsa agua hacia el interior de la misma aumentando su resistencia y adherencia con el muestreador.

La finalidad de la obtención de muestras inalteradas por éste método, es el de conocer con mejor precisión las características mecánicas del subsuelo y así poder definir con mayor seguridad el comportamiento mecánico del mismo.

Las principales pruebas de laboratorio realizadas en la actualidad con fines prácticos son las siguientes: permeabilidad, compresión no confinada y confinada (con sus múltiples variables) y consolidación, las cuales reportarán un comportamiento de resistencia y compresibilidad del subsuelo con valores muy aproximados a la realidad aunque también muy puntuales.

Adicionalmente a éste tipo de pruebas mecánicas, también se pueden realizar los ensayos índice ya mencionados.

#### e) Cono eléctrico\*

Este método consiste en acoplar en el extremo inicial de la tubería de perforación una herramienta denominada "cono eléctrico" que se hincan a presión con una velocidad constante. La resistencia a la penetración se mide en la punta o en forma lateral, correlacionándose con el tipo de suelo y su grado de consistencia o compacidad.

El equipo de perforación es análogo al descrito para la prueba de perforación estándar, siendo la principal diferencia la de no obtener muestras del subsuelo.

Las características principales de la herramienta es el presentar un cono de 36 mm de diámetro exterior y 10 cm<sup>2</sup> de área transversal, 13 cm de longitud y 147.02 cm<sup>2</sup> de área lateral y el cople de unión a la tubería exterior (ver figura No. 12). La señal del cono se registra en la superficie por medio de un puente Wheatstone digital.

El cono se introduce hasta la profundidad deseada, se hincan aproximadamente 4 cm con una velocidad de deformación de 2 cm/s y se mide la fuerza necesaria para hincarlo ( $q_c$ ), se continúa hincándolo 17 cm y midiendo

---

\* Tomado de referencia No. 26

la fuerza necesaria para vencer la resistencia de punta y la fricción ( $r$ ), finalmente se hinca 4cm para dar por terminada la medición. Generalmente en cada prueba se tiene un avance de perforación de 25 cm.

La resistencia de punta ( $q_c$ ), se obtiene a partir de dividir la fuerza requerida para hincar el cono entre su área proyectada (referencia No. 24).

De la resistencia de punta obtenida con el cono eléctrico se puede estimar la resistencia no drenada ( $S_u$ ), por medio de la expresión empírica siguiente:

$$S_u = \frac{q_c}{Nk}$$

En la cual  $Nk$  es el llamado coeficiente de correlación. En el caso especial de suelos de la cuidad de México su valor es de 13 y 16.

Las ventajas más sobresalientes de éste método de exploración son: la economía y rapidez al no haber operaciones de muestreo; en contraparte, sus desventajas consisten en que solo se realizan en suelos blandos y que sus datos no son representativos si no se cuenta con valores reales de las propiedades de resistencia del subsuelo explorado, éstas propiedades mecánicas del subsuelo se requieren para obtener el llamado coeficiente de correlación  $Nk$ ; por lo que, cuando menos, debe realizarse una exploración del tipo perforación mixta hasta una profundidad similar a la del cono eléctrico.

#### **f) Perforación Rotatoria**

Cuando el sitio explorado presenta materiales con una consistencia dura, es decir que se está en "roca" es necesario utilizar el procedimiento de exploración con base en perforaciones realizadas con máquina perforadora por rotación utilizando brocas de corona y barriles muestreadores (referencia No. 17).

El equipo de mayor uso en México es el de perforadoras a rotación, en las que se acopla al final de la tubería de perforación un muestreador y una broca, ésta última estará incrustada o impregnada de material abrasivo, siendo el de mayor uso el diamante industrial o carburo de tungsteno (ver tabla No. 4 y figura No. 14).

Un aspecto muy importante durante la exploración, radica precisamente en la calidad de las muestras que se obtengan. En ese sentido un factor de vital importancia es el tipo de muestreador o barril que se utilice para la recuperación de los corazones o núcleos de roca.

Existen básicamente 3 tipos de barriles, el sencillo, el doble rígido y el doble giratorio, siendo el primero el de más bajo costo.

El tipo de broca a utilizar dependerá de la resistencia que oponga la roca a su ruptura, es decir, en rocas muy resistentes es recomendable usar brocas impregnadas de diamantes, tanto en la corona, en el interior y exterior de la misma, con la finalidad de reducir el diámetro de la muestra permitiendo su paso hacia el muestreador y agrandar la perforación para mejorar la maniobrabilidad con la recuperación del equipo (referencia No. 17). En rocas medianamente duras resulta suficiente utilizar brocas impregnadas con carburo de tungsteno.

Las muestras obtenidas deben ser clasificadas de acuerdo a su recuperación mediante la perforación, el método comúnmente utilizado en éste tipo de investigación es el propuesto por Deere en 1964, denominado Induce de Calidad de la Roca conocido como ICR o bien RQD, el cual se obtiene de la siguiente expresión (referencias No. 9 y 12).

$$RQD\% = 100 \frac{\sum \text{longitud-de-los-fragmentos-sanos-mayores-de-10-cm}}{\text{largo-total-del-barreno}}$$

Deere propuso, desde el punto de vista de la ingeniería civil, que el valor numérico obtenido de la expresión anterior, se le puede asignar una calidad de roca de acuerdo a lo siguiente:

RQD %	calidad de la roca
0 a 25	muy mala
25 a 50	mala
50 a 75	regular
75 a 90	buena
90 a 100	muy buena

Las principales pruebas de laboratorio que se realizan en éste tipo de muestras son la compresión simple, tensión y análisis petrográfico, sin olvidar que los resultados obtenidos en laboratorio son parámetros puntuales.

Durante todas las etapa de exploración y obtención de muestras por los métodos antes descritos, es necesario que un ingeniero geólogo supervise los trabajo realizados.

Finalizado el programa de exploración por cualquiera de los métodos descritos y obtenidos los resultados de ensayos o pruebas de laboratorio, se complementan y corrigen las secciones geológicas preliminares y se elaboran perfiles del subsuelo con toda la información disponible tanto geológica, geofísica como geotécnica. Con ésta información se elaboran perfiles geomecánicos del sitio destinado a alojar una obra de ingeniería civil; dicho perfil dictaminará la pauta de los requerimientos de la obra proyectada y servirá de base para la realización de un informe geotécnico.

## **CAPITULO 3 Aplicación geológica-geotécnica a obras civiles**

Como se ha hecho incapié, los conocimientos geológicos son de tal importancia en la planeación de proyectos de obras civiles, que su consideración puede decidir el éxito o el fracaso de los mismos.

Los estudios básicos enfocados a la construcción de obras civiles, además de los aspectos puramente geológicos, requieren de la intervención de otras ciencias aplicadas como son la Mecánica de Rocas y Mecánica de Suelos. El objetivo de éstas ciencias, es estudiar el comportamiento mecánico e hidráulico de los suelos y de las rocas, bajo la acción de cargas transmitidas a ellas por las obras de ingeniería.

Para lograr sus objetivos la Mecánica de Suelos y la de Rocas, se apoyan en los principios de otras ciencias, como son la Geología, la Mecánica, las teorías de Elasticidad-Plasticidad y de la Hidráulica (referencia No. 19).

De la integración y aplicación de las disciplinas anteriores, se a desarrollado una nueva rama del conocimiento humano denominada Geotecnia.

Con frecuencia, los resultados de los estudios básicos ya mencionados no son completos, es decir, el conjunto de los datos obtenidos hasta entonces, no son del todo confiables en una interpretación geológica global para un sitio determinado, debido principalmente a que toda exploración realizada en la investigación, difícilmente reportará el conjunto de la geología que guarda un lugar determinado como una copia fiel.

A continuación se presenta un resumen de algunas de las principales aplicaciones de la ingeniería geológica con fines geotécnicos, en obras de ingeniería civil.

### **3.1 - Bancos de material.**

La mayoría de los materiales usados en la construcción de obras civiles, provienen directa o indirectamente de la corteza terrestre, por lo que la morfología del área afectada por una obra civil, es un factor clave en la determinación y ubicación de las posibles zonas de explotación para bancos de material.

Como ya se ha mencionado que cualquier obra civil proyectada depende en gran medida (principalmente en el aspecto económico), de la posibilidad de la obtención de material para construcción, por lo que se pueden considerar los siguientes aspectos morfológicos:

En una morfología abrupta de sierras altas con valles juveniles intermontanos, el material predominante será la roca que conforma las serranías y en menor cantidad los depósitos fluviales constituidos por boleos, grava y arena, difícilmente se localizarán zonas de acumulación de material fino.

Si la morfología de la región es de lomeríos fuertes a suaves, con valles intermontanos, existe la posibilidad de detectar sin mucho problema roca, grava, arena y finos; la roca se presentará conformando las elevaciones topográficas, la grava y arena los cauces de los ríos y arroyos, por último los finos en depósitos aluviales y suelos residuales.

En los casos en que la morfología de la región sea predominantemente de lomeríos suaves a planicie, el material más común serán los finos, debido a que serán los constituyentes de las planicies aluviales, o bien, suelos finos residuales en las protuberancias topográficas, el material tamaño arena podrá localizarse en las terrazas fluviales o cauces de los ríos y arroyos, en estos mismos cauces también podrá detectarse el material de grava, por último, en los lomeríos de pendientes suaves es posible detectar la roca pero con una alta probabilidad de que esté alterada.

El predominio del material que conforma a las características topográficas de la región donde se pretenda construir una obra civil, será determinante en el diseño de la misma.

Además de que un banco debe presentar calidad, cantidad y homogeneidad en su material, las principales características son las siguientes (referencias No. 19 y 21):

#### **Bancos de roca**

Las rocas que están expuestas en la superficie constituyen los afloramientos, considerándose roca fresca aquella que no ha sufrido una descomposición por efecto del intemperismo.

En general las rocas están cubiertas por suelos residuales o suelo vegetal de espesor variable, que debe ser eliminado para su explotación, a ésta actividad se le llama despalle.



Una vez localizado el banco de roca que se supone aprovechable como material de construcción, se procede a efectuar la exploración detallada. La investigación tiene que efectuarse con la metodología apropiada, de acuerdo con el tipo de roca, con las necesidades de explotación y con las características del relieve.

Un aspecto importante en la explotación de un banco de roca para fines de obtención de material para la construcción, es sin lugar a dudas el tipo o clase de roca del afloramiento en cuestión, dado que su forma de fracturación depende de su estructura, composición, fábrica, textura y microfisuración natural originadas por el origen o depositación.

Una roca sedimentaria fracturará en forma muy diferente a una ígnea o bien a una roca metamórfica que puede tener una marcada anisotropía.

Es de interés también conocer cuando las fracturas se han rellenado de arcilla u otros materiales y si la roca es cavernosa o se encuentra fragmentada.

Con éstos elementos se puede desechar o aprobar un banco de roca, en el segundo caso se puede planear donde y como debe hacerse el frente de ataque y determinar que procedimientos de explotación son los más adecuados.

Normalmente la roca es atacada con explosivos, excepto en los casos en que se encuentre profundamente meteorizada o fracturada. Algunas rocas de baja resistencia como la lutita, marga, tobas suaves y arenisca pobremente cementadas se pueden explotar con una máquina bulldozer.

Los explosivos son fundamentalmente de dos tipos: pólvora negra y los cartuchos de alto poder destructivo. Estos últimos estallan con una explosión corta y violenta que destroza la roca y fisura la que no es volada, la pólvora negra tiende a "empujar" la roca y por lo tanto actúa más suavemente para romper el material a lo largo de algunos planos bien definidos, por esfuerzo cortante.

Los explosivos de alto poder son usados en canteras, donde se requiere fragmentar la roca y en la mayoría de las operaciones de excavación para obras civiles; mientras que la pólvora se emplea en canteras en que se requiere obtener bloques grandes.

La roca es importante dentro de la construcción para enrocamiento de taludes en presas, gaviones o bordos de roca en arroyos, revestimiento de bordos de tierra o cuerpos de terraplenes, mampostería, rellenos, balasto para ferrocarriles, base para caminos, triturada como grava y arena en la manufactura del concreto y ornamentación principalmente.

En el caso particular del uso de balasto, la roca de tama o grava gruesa debe soportar los durmientes de las vías de ferrocarril y transmitir las cargas del tren al terreno.

En conjunto debe tener un comportamiento elástico, de manera que los rieles vuelvan a su lugar cuando ha pasado el tren, debe también reducir el polvo y evitar el crecimiento de hierba.

De forma general se puede decir que las rocas no recomendables para la construcción son las vítreas o frágiles, las que contienen mucho cuarzo o mica, o las rocas foliadas que al ser explotadas producen fragmentos lajeados, lo que las hace inadecuadas para la formación de bases o elaboración de concretos.

En el caso particular de agregados para concretos no son recomendables las lutitas, pizarras y esquistos, debido a su rápida desintegración y poca resistencia, así como a su naturaleza arcillosa.

Las principales pruebas de laboratorio que determinan la calidad de un banco de roca son las siguientes:

- \* Petrografía.
- \* Alterabilidad (sanidad o intemperismo acelerado).
- \* Porosidad.
- \* Desgaste los ángeles.
- \* Reacción al álcali.
- \* Compresión uniaxial.
- \* Módulo de elasticidad.

### **Bancos de Grava y Arena**

Los suelos granulares pueden ser considerados como los materiales de construcción más socorridos, por su amplio uso en las obras, de tal forma que el costo de una obra se reduce sustancialmente si este tipo de material se encuentra en la cantidad y calidad requerida y a una distancia relativamente corta.

La forma más económica de obtener grava-arena, es recurrir a los depósitos naturales, principalmente aquellos formados por procesos de depositación y sedimentación, como es el caso de los materiales de arrastre de los ríos, terrazas fluviales y en general cualquier formación aluvial. Este tipo de formaciones geológicas tienen la gran ventaja de ofrecer materiales que por selección natural son los más resistentes; sin embargo por el proceso aluvial presentan

problemas de contaminación de finos arcillosos o bien tienen una granulometría uniforme y formas redondeadas características no deseables por ejemplo en la fabricación de concretos; no obstante estas desventajas se pueden eliminar con tratamientos previos como pueden ser el cribado y trituración secundario y lavado.

Los yacimientos de arena y grava, deben ser buscados en lugares donde las corrientes que acarrean los fragmentos, pierden velocidad por una reducción en la pendiente o porque la vía fluvial forme un meandro; se les localiza principalmente en abanicos aluviales, depósitos fluviales, planicies de inundación, litorales, tills (depósitos de corrientes que nacen de los glaciares), morrenas, médanos, en suelos residuales en donde la roca a sido alterada por el intemperismo y en conglomerados y brechas pobremente cementadas.

Cuando no se tenga a la mano la grava-arena en forma natural, será preciso obtenerlos mediante trituración total y cribado de roca sana; al respecto se puede decir que en estos casos es conveniente seleccionar rocas que no contengan cuarzo, por éstas razones obvias de su dureza, o bien rocas sedimentarias que contengan sílice amorfo como la calcedonia dado que este tipo de mineral es deletéreo a la pasta de cemento y producen concretos poco durables.

Un estudio megascópico de la roca, generalmente permite conocer sus características de fragmentación al ser triturada, por ejemplo, en la producción de material tamaño grava, una roca en que los cristales o los granos constitutivos muestran poco entrelazado, producen una excesiva fragmentación con finos, En el caso de una roca densa y dura producirá más grava y menos finos.

La arena y la grava se utilizan principalmente en la elaboración de concretos, en lugares donde se requiere una buena permeabilidad (filtros), cuerpo de terraplén en bordos y/o vías de comunicación, base, subbase y rasante de caminos dependiendo de la granulometría, plantillas para tuberías y/o drenes.

Es importante tener en cuenta las condiciones mecánicas de las partículas, pues suelen encontrarse en estado demasiado avanzado de alteración.

En general, los depósitos se localizan en zonas planas o de poca pendiente; generalmente son explorados y explotados a cielo abierto o con bulldozer, ocasionalmente por minado subterráneo.

Si los agregados van a ser usados para concretos, es necesario conocer su composición mineralógica y de ser posible realizar algunas pruebas de laboratorio previas para la utilización del banco, las pruebas de laboratorio más recomendables son las siguientes:

- \* Granulometría
- \* Densidad y % de absorción
- \* Desgaste los ángeles
- \* Sanidad
- \* Forma de la partícula

En la elaboración de cementos es frecuente el uso de puzolanas, siendo su finalidad la de poder retrasar o evitar las reacciones químicas en los agregados alcalinos, reducir la generación de calor producida por la hidratación del cemento incrementando la resistencia a la tensión del concreto, mejoran la manipulación de la mezcla y en muchos casos reducen el costo del concreto.

Las puzolanas son materiales naturales o artificiales de grano muy fino, originalmente se emplearon para éstos propósitos cenizas volcánicas de un lugar cercano a la población de Puzzuoli en Italia de donde generaron su nombre. Los materiales puzolánicos naturales son: tobas, cenizas, rocas sedimentarias silíceas y lutitas o arcillas calcinadas a temperaturas de 500° a 1000° C.

Sin embargo, antes de usar la puzolanas, deben hacerse pruebas de laboratorio para asegurar su conveniencia económica.

En el caso particular de que se requiera reducir el peso específico del concreto a costa de una baja resistencia, se puede utilizar como agregados escoria, pómez, tierra de diatomea, vermiculita (una forma de mica que aumenta varias veces su volumen al absorber agua).

### **Bancos de Finos**

Los materiales finos son esencialmente producto de la mayor desintegración de la roca existente, por lo que se les localiza en zonas de acumulación de pendientes muy suaves o denominadas planicies aluviales, o bien, pueden ser originados por la alta meteorización de la roca que a generado a suelos residuales.

Normalmente los materiales finos están definidos por limos y arcillas, materiales que por su naturaleza, solo se utilizan en elementos que no requieren tener gran resistencia, como por ejemplo en terraples de camino, particularmente en las capas de subrasantes y zonas de transición. En obras hidráulicas, se aprovecha su impermeabilidad usándolos como corazones o núcleos en la sección de la presa.

La exploración y explotación de un banco de finos, generalmente se lleva a cabo a cielo abierto o con máquina bulldozer. Es común que éstos depósitos presenten una cobertura de suelo vegetal, misma que deberá ser eliminada en su totalidad para evitar la contaminación del banco.

Las principales características de los suelos arcillosos es por un lado, su plasticidad, que le permite ser moldeable y por otra parte su alta capacidad de absorción de agua, características que se deben a su arreglo estructural laminar que les permiten comportarse como un material plástico y casi impermeable.

Un suelo residual originado por la alteración de ceniza volcánica es la arcilla montmorillonita, debido a su alta capacidad de absorber agua dentro de su malla cristalina, se hincha considerablemente por la adición de agua; se le emplea como constituyente principal en lodos de perforación.

Los principales usos de los materiales arcillosos son los siguientes:

- \* Cuerpo impermeable en presas de tierra.
- \* Corazón impermeable en presas de sección graduada.
- \* Fabricación de ladrillos, tejas, losetas, baldosas y productos artesanales.
- \* Puzolanas (descritas en el apartado de materiales "grava y arena" específicamente en la fabricación del cemento).

La gran variedad de usos que tiene un material fino, hacen que exista un sin número de pruebas de laboratorio para caracterizar el comportamiento del suelo.

Las principales pruebas de laboratorio que se realizan en estos materiales de acuerdo con la finalidad de su uso, son las siguientes:

- \* Límites de Atterberg (Límite plástico, límite líquido y límite de contracción).
- \* Compresión simple
- \* Compresión triaxial
- \* Consolidación
- \* Proctor estándar

### 3.2 Cimentaciones.

De acuerdo con J. Puig (1957, referencia No. 19), puede decirse lo siguiente:

Partiendo de la premisa de que todas las estructuras de la ingeniería civil, deben apoyarse en los materiales que forman la parte más superficial de la corteza terrestre, es evidente que la geología será determinante en la elección del tipo de cimentación de una obra determinada.

Los estudios geológicos para el proyecto de cimentaciones pueden ser muy sencillos y bastará con un reconocimiento de campo, o bien pueden ser complejos y requerir de investigaciones costosas a través de geofísica, perforaciones o túneles.

Para proyectar con seguridad una cimentación se requiere conocer en primera instancia el tipo de roca y/o suelo que aflora en el sitio e inmediaciones del área a afectarse, igualmente importante es determinar exactamente la naturaleza de los suelos o roca que van a actuar como elemento de apoyo en la cimentación así como el funcionamiento del agua superficial y subterránea en el caso de que exista.

La influencia de las condiciones geológicas que regirán en la determinación de un tipo de cimentación caen dentro de las siguientes posibilidades:

- \* Cuando existe roca de buena calidad aflorando en el área afectada o tan cerca de la misma que la construcción puede cimentarse directamente sobre ella.
- \* Cuando existe un estrato rocoso bajo la superficie, pero a la distancia que pueda alcanzarse económicamente por medio de una práctica de cimentación, en tal forma que la carga de la construcción le sea transmitida.
- \* Cuando el terreno rocoso está tan profundo, que la estructura tenga que cimentarse sobre material no consolidado.

Para determinar las condiciones antes mencionadas, es necesario realizar exploraciones mecánicas a base de perforaciones someras y/o profundas y en caso de requerirse exploraciones geofísicas; con ésta información, se llevarán a cabo secciones geológicas que ilustren las condiciones prevalecientes en el sitio y columnas estratigráfica

individuales de cada sondeo realizado, donde se indique la presencia del nivel freático, la profundidad a que las cargas podrán afectar el terreno y la profundidad de desplante recomendado.

En las secciones geológicas se ilustrará el nivel de desplante, como excavar para apoyar directamente la cimentación, o bien el nivel de apoyo de las puntas de los pilotes cuando se requiere pilotear y en caso de presentarse, indicar el nivel de agua freática.

El proyecto de una cimentación abarca dos aspectos:

**Excavación:** Determinación de procedimientos, profundidad, taludes, refuerzos, eliminación de agua si va a encontrarse y precauciones especiales.

**Desplante:** Tipo de cimentación apropiada, forma y material de apoyo y protección requerida.

Para las condiciones de desplante en que se cuenta con roca aflorante, se recomienda llevar a cabo pruebas de compresión simple que determinarán la resistencia de la roca, teniendo especial cuidado en que los especímenes cargados coincidan con la dirección que corresponda a la del lugar de la construcción.

Para las condiciones en el que la roca se presenta a poca profundidad y puede ser alcanzada por medio de un tipo de cimentación para transmitirle las cargas generadas por la obra, se recomienda una investigación del subsuelo muy detallada.

La condición de terreno en la que el suelo sirve de apoyo a la cimentación, se recomienda cuando menos investigar el doble del ancho de la estructura.

Con base en la información proporcionada por la geología del área afectada y los resultados obtenidos por los métodos exploratorios y resultados de las pruebas realizadas en laboratorio, se deducen datos numéricos que describen cuantitativamente las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos o rocas observados.

Partiendo de la información así obtenida, se valorizan las condiciones de equilibrio de las masas de suelo o roca que intervienen en el problema y establece el grado de validez de las conclusiones al ser aplicadas al problema particular.

Finalmente, basándose en experiencias previas y en la comprobación experimental de campo de casos semejantes, establece las soluciones y procedimientos a emplear en la realización de la obra, sea esta en suelo o en roca.

Las propiedades mecánicas de las rocas y los suelos presentan diferencias fundamentales que dan origen a técnicas distintas para su valorización, las propiedades esenciales son:

Compresibilidad: La disminución de volumen de un suelo bajo la acción de una carga aplicada, se debe principalmente al reacomodo de sus partículas, disminuyendo el volumen de vacíos, la deformación de las partículas es generalmente despreciable en comparación con el reacomodo de la estructura.

Por otra parte en las rocas, los cambios de volumen bajo la acción de una carga depende mucho de la deformación misma de los bloques de roca y también de la disminución de la amplitud de las fisuras que lo cruzan.

En los suelos, la relación entre la deformación volumétrica y el tiempo en que ésta ocurre, adquiere una importancia variable dependiendo mucho de la permeabilidad de los materiales. En cambio en las rocas, la deformación volumétrica se produce más o menos rápida, con excepción de aquellos casos en los cuales la roca se comporta plásticamente, en cuyo caso el tiempo tiene un factor importante.

Resistencia: Una situación semejante ocurre con la resistencia al corte de los suelos y de las rocas. Generalmente es indispensable recurrir a pruebas de campo de grandes dimensiones en rocas, en comparación con los ensayos de laboratorio en especímenes pequeños en el caso de los suelos.

En las rocas la interpretación y la utilización de los resultados experimentales depende fundamentalmente de las condiciones de fragmentación, mientras que en los suelos la influencia de este factor es nula o muy pequeña.

Permeabilidad: El flujo de agua a través de los suelos puede ser medido e interpretado en términos de la ley de Darcy; en las rocas la cuantificación del flujo de agua y sus aspectos es más difícil y a menudo no susceptible de valorizarse, sino en forma empírica o puramente estimativa. El coeficiente de permeabilidad de los suelos determinado en pruebas de laboratorio o de campo, es directamente utilizado en las fórmulas analíticas. En cambio la medición de la permeabilidad de las rocas en el campo solo puede emplearse como un valor comparativo.

Condiciones de Fragmentación: La fragmentación de las rocas producida por movimientos tectónicos, esfuerzos por cambios de temperaturas o por estratificación, es un factor decisivo en las propiedades mecánicas e hidráulicas de las masas de roca y en la selección del criterio de análisis que se deberá seguir en cada problema específico. En los suelos, solo la estratificación tiene significado práctico, aún cuando en algunas ocasiones, en arcillas fracturadas, el fisuramiento es importante en las propiedades de la misma masa de arcilla.



Esfuerzos Internos Naturales: Las rocas, a través de la acción de los procesos geológicos que han estado actuando en la corteza terrestre durante millones de años, soportan en la actualidad en su interior esfuerzos que generalmente son distintos en magnitud, dirección y sentido de aquellos derivados de su propio peso; en cambio en los suelos los esfuerzos naturales diferentes de aquellos debido al propio peso, carecen generalmente de importancia, excepto en los suelos preconsolidados. La magnitud de los esfuerzos naturales influyen grandemente en las características de esfuerzo - deformación de ambos grupos de materiales.

Alterabilidad: La alterabilidad de la roca bajo la acción de los agentes naturales de intemperismo tiene en ocasiones una gran importancia en la evolución de las propiedades mecánicas de esos materiales, en períodos que están comprendidos dentro de la vida útil de una estructura. En los suelos éste problema carece normalmente de importancia, pues la alterabilidad es solo de significación en el caso de suelos con alto contenido de materia orgánica en proceso de descomposición y frecuentemente estos suelos son eliminados de la construcción.

El análisis de las propiedades antes descritas, va dirigido a determinar la capacidad de un material para soportar una cimentación o su estabilidad al corte.

### 3.3 Ingeniería de costas.

El estudio de las costas puede realizarse desde el punto de vista puramente geológico, es decir atendiendo a procesos que se están efectuando en el litoral, y que modifican su morfología, este tipo de estudios resultan ser de interés por la información que proporcionan sobre la formación de rocas sedimentarias, así como por la relación entre la materia y energía en la superficie terrestre; es decir, que los agentes costeros como son las olas y las corrientes marinas, son factores decisivos en la conformación de las costas y controlan en gran parte, la distribución de los sedimentos sobre el fondo del mar<sup>1</sup>.

Otro enfoque que se le puede dar a los estudios de las costas, es el que utiliza el ingeniero civil, el cual básicamente consiste en ver como éstos procesos afectan al diseño, construcción y operación de las obras portuarias.

Como puede verse ambos criterios o puntos de vista no son antagónicos sino complementarios, y la combinación de ambos se debe contemplar en un estudio geotécnico, el cual tiene como objetivo principal determinar los factores geológicos característicos en la evolución de la línea de costa y como éstos afectarán a mediano y largo plazo, la vida útil de la obra civil proyectada.

El estudio de los procesos geomorfológicos de las costas es complicado, debido al gran número de variables que interviene y que ninguna de las cuales está sujeto a un control directo de campo. Se puede decir que los procesos más sobresalientes son las mareas oceánicas y las corrientes marinas a lo largo de las márgenes continentales y de las islas.

Como consecuencia de ésto, es necesario investigar tantas características como sea posible, observándolas y haciendo mediciones para integrar después la información obtenida en un marco que pueda comprenderse.

Uno de los procesos decisivos en la geomorfología de costas es la marea oceánica, que se presenta por medio de desniveles del agua en ciclos que varían en tiempo y lugar; a la diferencia entre un nivel alto y un bajo del agua durante un ciclo, los oceanógrafos le han denominado "alcance de marea".

Un rasgo común en las mareas, es el cambio en el "alcance" durante un período de aproximadamente un mes. Durante los tiempos de luna llena y luna nueva el nivel del agua es más alto que el promedio llegándose a presentar

---

<sup>1</sup> de acuerdo con la referencia No. 19

dos veces por mes y a los cuales se les denomina marea alta; alternándose con éste efecto se tienen los tiempos de cuarto creciente y cuarto menguante de la luna en los cuales se presenta un nivel anormalmente bajo del agua al cual se le denomina marea baja.

Otras fluctuaciones a corto plazo son las denominadas marea diurna, marea semidiurna y marea mixta, las cuales se clasifican de acuerdo a los tiempos sucesivos de marea alta a intervalos de 25 horas, 12.5 horas e indeterminado respectivamente (referencia No. 1), siendo las más comunes la semidiurna y la mixta.

Como se comentó con anterioridad, las corrientes marinas a lo largo de las costas también son determinantes en la geomorfología del límite océano - continente.

La relación más estrecha entre las mareas y las corrientes se presenta en las entradas de mar en la costa conocidas como bahías, en éstas localidades la velocidad de las corrientes dependerá del ancho y forma del canal que une a la bahía con el océano, entre más estrecho sea éste las corrientes de entrada y salida serán más rápidas. El agua fluirá hacia la bahía conforme sube la marea y regresa hacia el mar el bajar ésta.

Aunado a los factores mencionados, se presentan sobre la superficie del océano, fluctuaciones del nivel a corto plazo provocados por las olas generadas por el viento.

Comúnmente la turbulencia relacionada directamente con las olas, se extiende únicamente hasta profundidades menores de 100 m, a éstas olas se les denomina olas superficiales y las oscilaciones tienen cortos períodos de tiempo (decenas de segundos).

El comportamiento de las olas superficiales conforme se desplazan hacia aguas más someras es el de disminuir su longitud de cresta y aumentar en altura, haciéndose éstos cambios más drásticos donde la profundidad del agua disminuye hasta menos de un medio de la longitud de la ola; se dice entonces que ola "siente" el fondo y es la zona donde la ola es capaz de erosionar el fondo conocida también como rompiente de ola (ver figura No. 15).

El desplazamiento tierra adentro o mar adentro de los sedimentos de playa, parece estar relacionado con la inclinación de las olas, la cual es la relación entre la altura de la ola y su longitud (H/L).

En términos generales se puede decir, que si se considera una longitud de onda mayor que la altura de misma, se originará la erosión del fondo marino para depositar el sedimento en la playa aumentando la extensión de ésta; el caso contrario de que la longitud de onda sea menor que la altura de la ola se desarrollarán barras sumergidas a consecuencia de la erosión de los sedimentos de la playa.

Cuando las crestas de las olas se aproximan a la costa, las más cercanas rompen primero que las más alejadas lo que provoca que se flexione la cresta de la ola que avanza, a éste fenómeno se denomina refracción de las olas. En las márgenes continentales más irregulares, se produce el efecto de mayor deposición de sedimentos acarreados por el oleaje debido principalmente al cambio de velocidad de la corriente.

Se puede decir que las características predominantes de una línea de costa, estarán determinadas en gran parte por la interacción de la inclinación de las olas, la refracción de las mismas, las mareas y el marco de irregularidades que presente el relieve costero continental del lugar.

Como puede apreciarse el número de variables que intervienen en el desarrollo de las costas es muy amplio, consecuentemente es necesario investigar la información recopilada en términos de límites fisiográficos, distribución de material y flujo de energía; para tal efecto se consideran como elementos fundamentales de análisis los siguientes puntos<sup>2</sup>:

Condición de forma: Formas terrestres, geometría de playa y de la plataforma continental.  
Materiales: Composición, su distribución en la costa y naturaleza de la fuente de suministro.  
Energía: Mareas, oleaje y corrientes marinas.

De acuerdo a las características predominantes del litoral, se puede clasificar a las costas de acuerdo al origen de sus formas, o bien, genético. Se conocen cuatro clases principales de costas que son las siguientes<sup>3</sup>:

#### 1 - Costas de Sumersión:

Son aquellas en las que el mar avanza progresivamente sobre un relieve terrestre sumergido, por lo que el límite océano - continente tiende a una forma muy irregular. Debido a la nueva línea de costa, el contorno de la tierra es atacado por el oleaje y corrientes marinas que darán origen a acantilados, las playas tenderán a ser estrechas y las terrazas se hallarán en su etapa inicial. Frecuentemente se encuentran isla y penínsulas.

#### 2 - Costas de Emersión:

Son aquellas que resultan de un cambio eustático en el nivel del mar y los movimientos tectónicos verticales de la tierra de la costa, es decir, cuando el mar retrocede y la línea de costa queda ubicada mar adentro.

---

<sup>2</sup> de acuerdo con referencia No. 1

<sup>3</sup> de acuerdo con las referencias No. 1 y 19

El relieve se presenta con poca pendiente, llegándose a observar antiguas terrazas de deposición. Predominará un oleaje que tienda a erosionar el nuevo fondo marino en una línea de costa de forma regular.

### 3 - Costas Neutras:

Son aquellas en las que el oleaje suaviza la línea de costa erosionando y redepositando los sedimentos conforme la energía se disipa, la característica esencial es el de presentar terrazas someras.

### 4 - Costas Mixtas:

Es la combinación de las costas emergentes y sumergentes, es decir, presentan evidencias de haber sufrido movimientos ascendentes y descendentes anteriormente.

Las características morfológicas de las costas son factores que determinan fundamentalmente el proyecto de una obra civil. Sin embargo, al diseñar una estructura, es necesario considerar también la infraestructura que prevalece, la población y el clima principalmente.

Finalizados los trabajos de anteproyecto que consistieron en la observación y análisis apoyados en exploraciones geofísicas y realizados los estudios de proyecto consistentes en una exploración mecánica y geofísica más a detalle, aunada a pruebas de laboratorio, los ingenieros especialistas (civil y geólogo), seleccionarán las áreas que necesitan estructuras protectoras, eligiendo los diseños que hayan sido efectivos en otros lugares en condiciones similares, pero proponiendo modificaciones si lo juzgan necesario.

Al estudiar la geomorfología de una playa (referencia No.1), es conveniente dividirla en segmentos naturales, con base en una combinación de factores físicos y fisiográficos. Las estimaciones de la erosión, se pueden hacer si se cuenta con las cartas detalladas antiguas o con fotografías tomadas con anterioridad. Las estructuras construidas por el hombre, son decisivas en las condiciones erosivas o de depósito.

Los parámetros mecánicos y geológicos obtenidos del subsuelo de la playa, se emplean para formular planes de control de erosión, para la estabilización de la playa, para el mantenimiento de la playa y costa o para otros aspectos relacionados con los anteriores.

Los diseños de las estructuras protectoras, son relativamente estándar, con adaptaciones particulares de acuerdo con factores locales, tales como pendiente y exposición de la playa, intensidad y frecuencia de las tormentas, volúmenes de acarreo en la playa y cambios de nivel debido a las mareas.

Para el control de la erosión y la sedimentación costera, se emplean estructuras tipo y operaciones de dragado, las estructuras más sobresalientes son:

- \* Los muros o tablestacados: se construyen directamente a lo largo de la línea de costa con el fin de disipar o absorber la energía destructiva de las olas, que causarían la erosión de la costa. Los muros son obras grandes y costosas, por lo que únicamente se usan cuando se trata de proteger estructuras muy desarrolladas y valiosas.
- \* Las escolleras y rompeolas se diseñan para proteger bahías o zonas de puertos. Las escolleras en general se construyen normalmente a la línea de costa a veces con salientes colocadas en cierto ángulo. Los rompeolas generalmente se colocan paralelamente a la costa o con ángulos ligeros, que se escogen de acuerdo con la dirección de las olas o de las tormentas predominantes. Las escolleras sirven también para detener el arrastre de la costa y prevenir el asolvamiento del canal.
- \* Los espolones constituyen las estructuras costeras más importantes para la formación o la estabilización de playas. Varían en su longitud desde muy cortos hasta algunos cientos de metros y en general se proyectan perpendicularmente a la líneas de costa y hasta una profundidad de 2.0 m aproximadamente, de manera que cubran la zona de mayor acarreo litoral. El espaciamiento entre los espolones varía desde una separación igual a su longitud, hasta 3 veces esa longitud, dependiendo de las separaciones del oleaje y del acarreo de material a lo largo de la playa; sin embargo, los llamados altos espolones, se construyen con mayor elevación sobre el nivel medio del agua y son prácticamente igual al diseño de las escolleras.
- \* Muelles, la función de un muelle es proteger de la sedimentación un área determinada, un ejemplo tipo es la protección de un canal en el que las paredes del muelle mantendrán una amplitud adecuada para que la corriente de marea sea suficiente para hacer fluir el sedimento, que de otra manera se depositaría.

El interés en las obras costeras es creciente, especialmente para la explotación de recursos pesqueros y con fines de recreo. Los conocimientos de ingeniería geológica deben aprovecharse para hacer mejores proyectos de obras civiles, sobre todo en el control de la erosión, estabilización de playas y en general de cualquier obra portuaria que se requiera.

Para la planeación y proyecto de obras marítimas, es de gran ayuda una fotointerpretación geológica, preferentemente con fotografías aéreas antiguas, poco tiempo antes del anteproyecto y las más recientes.

### 3.4 Acueductos

Los acueductos o líneas de conducción de agua, al igual que cualquier obra hidráulica, requiere de la caracterización geotécnica del terreno donde se localiza el trazo. Los acueductos como medios de transportación de agua son obras que desde la antigüedad ha construido el hombre, al principio en forma empírica y actualmente con los conocimientos que aportan la ingeniería hidráulica y la geotécnica.

Para el proyecto de un acueducto se necesita conocer las condiciones litológicas del terreno natural donde se alojará la tubería o canal en toda su longitud, de tal forma que el primer paso es efectuar el levantamiento geológico de una franja del terreno que comprenda con holgura la línea de conducción; dependiendo del tipo de línea y su importancia el ancho del área por estudiar puede abarcar desde 20 a 50 m a ambos lados de la línea.

La determinación del tipo de suelo, o profundidad de intemperización de las rocas existentes, se realiza mediante la excavación de pozos a cielo abierto distanciados entre 250 a 500m o bien en cada cambio de material.

Los problemas geotécnicos que se pueden encontrar en el proyecto geométrico de una línea de conducción son similares a los que se describen para una carretera, como son las siguientes:

- 1)- Definir el uso del material de excavación en el relleno de la zanja de la tubería.
- 2)- Estabilidad de las paredes de la excavación en los diferentes tipos de suelo.
- 3)- Detección de zonas de inestabilidad que puedan afectar a la línea.
- 4)- Clasificación para presupuesto de los materiales de excavación.
- 5)- Obtención de los parámetros de resistencia para el diseño de elementos de apoyo en la cimentación de silletas y atraques.

En los últimos años al proyectista y sobre todo a los técnicos encargados de la conservación y mantenimiento de líneas de conducción, les está preocupando una caracterización de los suelos que antaño se pasaba desapercibida, es a lo que se refiere a la agresividad corrosiva de suelos hacia los materiales que forman la tubería.

La determinación del tipo de suelo y estratigrafía del terreno natural por donde se desarrolla el trazo de una conducción o acueducto, se puede realizar a gran escala mediante el empleo de la fotogeología, que permitirá la definición de las condiciones litológicas.

Por el tipo de obra de que se trata, en este caso no se tienen limitaciones en cuanto a la pendiente longitudinal de la línea como es el caso de una carretera, por tal razón el criterio que prevalece es el de menor desarrollo y ajustándose en lo posible a las condiciones topográficas del terreno natural, esto conduce a que la línea se desarrolle prácticamente sobre suelos y en la zona de mayor intemperización de las rocas.

En este tipo de obras los depósitos de talud o derrumbes representan formaciones problemáticas para la construcción y conservación, por los procesos de inestabilidad y erosión que con frecuencia se presentan en este tipo de formaciones geológicas, de tal forma que la detección oportuna será siempre en beneficio del proyecto de la línea.

La exploración geotécnica de detalle a base de pozos a cielo abierto, distanciados a lo largo del trazo o bien en casos especiales mediante sondeos profundos, permitirá la obtención de muestras de suelo y roca para efectuar las clasificaciones de campo correspondientes, así como determinar las propiedades mecánicas de resistencia y deformación que se necesitan para el diseño de cimentación de silletas y atraques.

De los resultados de los ensayos de laboratorio se podrá discriminar el uso de los materiales producto de la excavación de las cepas o de los cortes que se hayan requerido para alojar la tubería; básicamente en lo que se refiere a la plantilla que normalmente se forma con arena o material preferentemente inerte y para el acostillado del tubo y relleno de cepa.

En relación con la agresividad de los suelos hacia la tubería se puede decir que esta característica se define mediante dos procedimientos mutuamente complementarios; uno de tipo general para fines de zonificación, en base a la resistividad eléctrica que ofrezcan los materiales al paso de la corriente eléctrica, puesto que a mayor contenido de sales menor será la resistividad y consecuentemente esta propiedad eléctrica se puede utilizar para determinar la potencialidad agresiva del suelo hacia tuberías de concreto, asbesto-cemento y acero.

Una vez que se tiene zonificado el terreno natural, se procede directamente a determinar la cantidad de sales, principalmente el contenido de cloruros y sulfatos, así como el potencial hidrógeno y el contenido de agua del suelo. Puede verse fácilmente que el tipo de roca y su mineralogía dará facilidad a la interpretación de los resultados de laboratorio y definir adecuadamente si existe el riesgo de agresividad.

Medidas para evitar o reducir el ataque o agresividad del suelo a las tuberías y dar mayor protección al fluido transportado, principalmente agua potable, siempre implicará un costo adicional, de ahí la importancia de un estudio geotécnico para dilucidar esta cuestión.



### 3.5 Vías terrestres.

Las carreteras al igual que los ferrocarriles y aeropistas, constituyen los elementos básicos de la infraestructura de una red nacional de comunicación y por ende, su proyecto, construcción y operación debe efectuarse en forma óptima, para que los recursos económicos que se destinan a este tipo de obras, sean utilizados en forma eficiente.

Para reducir y aprovechar mejor la inversión que requieren las vías terrestres, es necesario tomar en cuenta las condiciones y características geotécnicas de la zona donde se ubican, ya que sin lugar a dudas, el éxito y la economía de una obra de ingeniería dependen del grado en que la estructura se adapta a las condiciones geológicas donde se construye; de tal manera que para fines de cálculo deben considerarse a las masas de suelo o roca como parte integrante de la estructura.

Desde hace ya bastante tiempo, la técnica moderna ha reconocido la influencia que sobre una estructura de ésta naturaleza tiene el terreno de apoyo, entendiendo como tal no sólo el suelo o roca que exista en el lugar, pasivamente considerado, sino a todo un conjunto de condiciones que corresponden desde la constitución mineralógica, estructuración del suelo, cantidad y estado del agua contenida y su forma de fluir, hasta toda una agrupación de factores ajenos al concepto tradicional de suelo, pero que definen en el tiempo su comportamiento, tales como los climáticos, económicos, y los que se refieren al uso de suelo en actividades que poco o nada tienen que ver con la tecnología de las vías terrestres.

La relación de la ingeniería geológica con la ingeniería civil es evidente e íntima, hecho que se ha mencionado en apartados anteriores; en décadas pasadas la relación fue de poca referencia a la ingeniería geológica, ha sido hasta épocas mucho más recientes, cuando se ha comprendido que el uso de los materiales que se ofrecen por lo general en amplia variedad en la naturaleza, no es indiferente o arbitrario, sino selectivo y que aún utilizando los mismos materiales para producir una sección dada, pueden obtenerse secciones estructurales muy distintas, según el uso que se haga de los materiales dentro de la sección, tanto en lo que se refiere a su posición en ella, como a las condiciones en que se coloquen y a los tratamientos mecánicos o aún químicos que se les dé.

La construcción de las vías terrestres implica entonces el uso de los suelos o rocas, pero un uso selectivo, juicioso e ingenieril.

El servicio que prestan las vías terrestres a una región es de tal importancia, que los estudios para su localización y construcción, deben ser programados con todo cuidado y realizados íntegramente, ya que de sus resultados va a depender el funcionamiento y la vida misma de la obra.

Los trabajos que se llevan a cabo para realizar una vía terrestre, se han dividido en cuatro etapas, a las que se les ha denominado: Planeación, Anteproyecto, Proyecto y Construcción (referencia No. 19).

Las especificaciones generales de la obra y los puntos obligados a que ésta deberá sujetarse, se determinan con base en el tránsito probable, en las características geomorfológicas del terreno y especialmente en las condiciones económicas y sociales de la zona.

En una primera etapa cuando se está a nivel de factibilidad económica y técnica, que comprende principalmente la selección de rutas, el trabajo de campo se inicia propiamente con los reconocimientos del terreno, los cuales pueden ser aéreos, terrestres o una combinación de ambos.

Una vez que se ha decidido llevar a cabo el estudio de una vía terrestre, teniendo como base los puntos geográficos que deban ser unidos, da inicio la etapa de Planeación (referencia No. 9 y 19), en la cual el trabajo del ingeniero geólogo consiste en lo siguiente:

### **Planeación**

La primera fase de la planeación, consiste en la recopilación de información en relación a la región que se considera, tanto de carácter fisiográfico como geológico de detalle y la potencialidad de las litologías.

El estudio de planeación llevará integrado en primera instancia, una fotogeología que englobe el área afectada por la vía de comunicación, en el que deberán resaltarse las características geológicas, poblaciones y rancherías existentes, carreteras, ferrocarriles y caminos secundarios, obras civiles importantes como gasoductos, acueductos, líneas de alta tensión, presas y túneles, por último señalar los tipos y productividad de cobertura vegetal y cultivada respectivamente.

Se pueden distinguir tres reconocimientos aéreos, el primero tiene como objetivo determinar las rutas que se consideren viables y fijar el área que deberá ser verificada posteriormente por recorridos de campo. En esta etapa se puedan observar las distintas rutas y detectar las ventajas y desventajas de cada una de ellas desde un punto de vista cualitativo.

El ingeniero geólogo visualizará la clasificación general de las rocas y suelos, la morfología del terreno, la existencia de fallas y problemas de suelos, así como también posibles bancos de material de construcción. En una forma detallada, se representa el sistema de escurrimiento o drenaje natural, incluyéndose los cauces de los arroyos pequeños, señalando también superficies inundables y las zonas de divagación de los ríos.

El segundo reconocimiento se realiza normalmente en helicóptero, lo que permite bajar a los especialistas a sitios de interés y recabar en ellos la información que consideren necesaria. Al finalizar este reconocimiento, se limita la zona que deberá cubrirse con fotografías aéreas a escala más detallada.

El tercer recorrido consiste básicamente en realizar fotogrametría y secciones geológicas generales, para que los proyectistas puedan tener varias líneas o rutas y estimen los volúmenes por mover en cada una de ellas.

Con base en esta información, los especialistas encargados de la planeación proceden a localizar las rutas más económicas o las más útiles. Comparando su utilidad con las inversiones requeridas para cada una, se llega a definir la llamada ruta elegida. Se denomina ruta elegida a la faja de terreno que contiene el eje del trazo del camino. Al mismo tiempo que se elige la mejor ruta, se determinan las especificaciones de construcción, que dependen esencialmente del tránsito que se espera para el camino de acuerdo a la situación demográfica y económica de la región y de las características geológicas - topográficas de cada tramo.

Durante la etapa de planeación se investigan las posibilidades de construir caminos secundarios para conectar poblaciones cercanas con el camino que se está estudiando. Si las poblaciones u otros caminos se localizan dentro del área abarcada se señalan en el plano correspondiente.

El resultado de esta etapa requiere de un informe geológico regional simplificado, el cual deberá incluir un mapa geológico que muestre las rasgos geológicos - geotécnicos más sobresalientes y las especificaciones geotécnicas de construcción de cada tramo.

### **Anteproyecto**

Sobre el mapa topográfico - geológico, generado en la etapa de planeación, se determina el mosaico de fotografías aéreas a mayor detalle que enmarque la franja de la ruta elegida, con la finalidad de realizar un estudio geológico más minucioso.

Los estudios geológicos se dirigirán esencialmente a determinar afloramientos de rocas, formaciones litológicas, estructuras, grado de intemperización y meteorización de las litologías expuestas y su posible utilidad en la construcción de la obra como préstamos laterales. También se señalarán los posibles problemas que las rocas puedan presentar para su ataque y los procedimientos de construcción que son adecuados a cada tipo de formación.

Los suelos se pueden clasificar desde un punto de vista geológico de acuerdo con su origen y su granulometría, detallando su espesor, uniformidad, presencia de otros componentes no comunes (químicos) y en forma aproximada

su resistencia.

Desde el punto de vista geológico, para los cruces de los ríos se estudia la clasificación de la vía fluvial, la estabilidad del cauce, las tendencias erosivas o de depósito de la corriente, la conformación de las márgenes, el tipo y espesor del depósito fluvial y la presencia de algunas condiciones particulares que puedan influir en la construcción o conservación de la obra de cruce.

Se investiga el aprovechamiento de las rocas y suelos como materiales para la construcción, señalando los bancos que puedan ser utilizados para cada una de las fases de la construcción, de igual forma se localizan abastecimientos de agua para el aprovechamiento en la construcción, así como las vías de acceso y la manera de explotarlos.

En los tramos donde se tenga la posibilidad de construir túneles, se hace un reconocimiento geológico detallado, proporcionando un informe preciso de las condiciones geológicas y geohidrológicas.

Es frecuente encontrar zonas donde se sabe, de acuerdo con la geología del terreno, que existen condiciones desfavorables para la construcción, lo cual crea problemas graves y costosos que pueden obligar a un cambio de localización, a una variación en las especificaciones del camino o a utilizar procedimientos de construcción especiales.

Teniendo como base el estudio realizado hasta ésta etapa, se tiene como objetivo fijar el anteproyecto del trazo y tomar datos sobre el abastecimiento, cruces, drenaje y bancos de material así como hacer la programación de los estudios de detalle.

Los resultados del estudio y reconocimiento sirven también para afinar las especificaciones de la construcción.

En la etapa llamada de anteproyecto se llega a lo siguiente:

- \* Informe geológico que incluye un mapa fotogeológico a escala 1:25,000.
- \* Informe de mecánica de suelos.
- \* Localización de cruces.
- \* Localización de obras menores.
- \* Revisión de especificaciones.
- \* Programación de estudios de detalle.

Bajo el nombre de "Estudio Geotécnico" se entiende al conjunto de estudios de campo y laboratorio, recorridos e

inspecciones, análisis y cálculos que conducen al conjunto de normas geotécnicas que han de ceñirse los proyectos y los procedimientos de construcción de tales vías terrestres.

## **Proyecto**

A partir del trazo de anteproyecto, se inicia la etapa de proyecto.

Se realiza un levantamiento topográfico de detalle en la franja elegida como vía, para la obtención de datos de curva masa; se realizan mapas topográficos a escala 1:1,000 con equidistancia de 1.0 m en las obras de estructuras especiales con sus puentes, desniveles, entronques y túneles.

Para el estudio de los cortes, se ha encontrado que el procedimiento que da mejor resultado en la mayoría de los casos es el método geofísico de refracción (sísmico). En los cruces se indican las perforaciones con equipo mecánico o directas, combinados en algunos casos con el método eléctrico de resistividad. En los pasos a desnivel generalmente se hacen pozos a cielo abierto o penetración estándar. Para los túneles, es necesario efectuar exploraciones con broca de diamante o galerías piloto. Los bancos de material de construcción se estudian normalmente con pozos a cielo abierto o con perforaciones.

El estudio geotécnico deberá proporcionar a los ingenieros estructuristas, toda la información relevante del terreno de cimentación, tipos de materiales a emplear y disponibilidad, señalado su probable comportamiento futuro y los tratamientos que se requerirán en todos los suelos y rocas por usar, así como los procedimientos de construcción idóneos a utilizar.

En forma resumida los objetivos del estudio geotécnico para una vía terrestre son los siguientes:

- A - Zonificación fisiográfica, litológica y estratigráfica del trazo por donde se desarrolla el camino.
- B - Elaboración de la hoja de datos para la curva de masa.
- C - Localizar y estudiar los bancos de material para las terracerías y capa subrasante.
- D - Detectar y resolver problemas especiales de estabilidad de taludes, puentes y túneles, estableciendo las condiciones de drenaje superficial y subterráneo.
- E - Procedimientos constructivos.

A continuación se detallará los procedimientos o la metodología que se sigue para alcanzar los objetivos planteados del estudio geotécnico.

## **A - Zonificación fisiográfica y litológica.**

Para facilitar y ordenar los trabajos de campo conviene dividir la zona en que se construirá la carretera, en zonas de características similares, lo cual se hace a base de la fisiografía, tomando en cuenta las características morfológicas. Los aspectos litológicos y de suelos permiten después hacer una subdivisión en subzonas. Cada una de esas subzonas deberá ser descrita con detalle y puesto que presentarán características similares más o menos homogéneas, participaran de la misma clasificación y recomendaciones.

La descripción de cada subzona deberá hacerse verticalmente, clasificando cada una de las capas o estratos que la componen, por lo que, por lo general será necesario efectuar excavaciones someras del tipo de pozo a cielo abierto, tomar muestras, efectuar pruebas manuales en el campo y algunas pruebas en el laboratorio, sobre todo en el caso de suelos. En el caso de rocas, será necesario estudiar los afloramientos, establecer su clasificación macroscópica y su estructura.

Por las características intrínsecas en cada una de las carreteras, las exploraciones y tipo de muestras deben tener un carácter simple y conciso, ya que se trata de una obra civil muy extensa, comúnmente de varios kilómetros.

La exploración somera a la que se ha hecho referencia consiste en los pozos a cielo abierto u otros métodos análogos de exploración preliminar. La profundidad de exploración debe ser tal que supere el espesor de los suelos meteorizados superficiales y se llegue a los materiales de que dependerá a fin de cuentas las condiciones de estabilidad; en la práctica estos requerimientos se cumplen generalmente explorando profundidades del orden de 1.0 m o 1.5 m.

El espaciamiento de los puntos que se exploren con estos métodos sencillos no pueden ser objeto de una regla y ha de ser fijado en cada caso por el ingeniero encargado de los estudios geotécnicos. Muchas instituciones fijan un espaciamiento mínimo que se debe respetar y frecuentemente se menciona para tal fin la distancia de 500m, sobre decir que se trata de una norma arbitraria, con mayor apoyo en la costumbre que en la técnica estricta.

Con los perfiles estratigráficos de los sondeos someros, se elabora una sección litoestratigráfica de la zona en cuestión.

En los cortes o terraplenes en que por su altura, riesgos implicados en la falla, materiales involucrados o cualquier razón valedera, se considere necesario realizar un estudio especial de detalle, los métodos exploratorios serán los comunes a todos los campos de la mecánica de suelos y rocas.

## **B - Elaboración de la hoja de la curva de masa.**

El correcto cálculo de una curva de masas, tan importante para definir los procedimientos constructivos, el aprovechamiento de los materiales disponibles y el costo de un proyecto, dependen en mucho de las consideraciones geotécnicas y de la información de ese estilo que pueda ofrecerse a los encargados del proyecto geométrico de la vía.

Cada alternativa de trazo en estudio deberá tener su correspondiente perfil de suelos; somero y superficial y deberá llegarse a proponer directrices detalladas sobre uso de materiales y sobre los tratamientos a que convenga someter a éstos.

Uno de los datos de mayor interés para el diagrama de masas, son los coeficientes de variación volumétrica de los materiales que se utilizarán en la construcción de las terracerías. El peso volumétrico seco de un material en el lugar de donde ha de ser extraído, no será nunca el mismo que el del mismo material colocado ya en el terraplén; cuando el material se excava, es frecuente que su volumen aumente, para reducirse otra vez cuando es compactado en el lugar final, dependiendo esta reducción, obviamente del grado de compactación que se obtenga. El coeficiente de variación volumétrica es un número que expresa la relación entre el peso volumétrico seco en estado natural y el mismo concepto cuando el material está compactado a un cierto grado de compactación. Es conveniente expresarlo como:

$$C_v = \frac{\gamma_{seco}}{\gamma_{comp.}}$$

El coeficiente de variación volumétrica (C) permite establecer los volúmenes de materiales que han de ser excavados en los bancos de préstamo para llegar al volumen que se requiere en las terracerías; es un dato indispensable para llegar al volumen que se requiere en las terracerías; es un dato indispensable para llegar a los verdaderos costos de un proyecto dado.

## **C - Localización de bancos de material.**

En general, los materiales para formar las terracerías se obtienen de tres formas distintas.

- a) - Compensación longitudinal; Cortes efectuados en la zona de faja del proyecto y que pueden ser utilizados en la elaboración de la sección estructural del camino.
- b) - Compensación o préstamo lateral; Afloramientos de roca o suelos, ubicados en las márgenes de la faja de

proyecto y que pueden ser utilizados en la elaboración de la sección estructural del camino.

- c) - Bancos de préstamos; Afloramientos de roca o suelos, ubicados fuera de la faja de proyecto y que pueden ser utilizados en la elaboración de la sección estructural del camino.

#### **D - Problemas geotécnicos especiales.**

##### **CORTES EN TALUD**

Dentro de los problemas especiales que se pueden detectar en un estudio geotécnico, resulta ser importante aquellos relacionados con la estabilidad de los cortes o taludes por la influencia que tienen estos en primer término por los riesgos de falla y otro en los volúmenes de tierra asociados a los costos de construcción.

No hay duda que el talud constituye una de las estructuras más complejas de las vías terrestres; ligado a la estabilidad aparecen los problemas más complicados de la mecánica de suelos y rocas aplicadas a la construcción de estas obras, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable.

Factores de que depende la estabilidad de los taludes en suelo o roca.

##### a) - Factores morfológicos.

- Topografía
- Discontinuidades

##### b) - Factores climáticos.

- Agua superficial.
- Agua subterránea.

La descripción de cada uno de los factores se resume a continuación:

##### a) - Factores morfológicos.

Fallas ligadas a la estabilidad de laderas naturales (ver figura No. 16).

Deslizamiento superficial asociado a falta de resistencia por baja presión de confinamiento (Creep).



Esta falla se refiere al proceso más o menos continuo y por lo general lento de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunos taludes.

Fallas asociadas a procesos de deformación acumulativa generalmente asociadas con perfiles geológicos deformables.

Se refiere a este título al tipo de fallas que se producen en las laderas naturales como consecuencia de procesos de deformación acumulativa, por la tendencia de grandes masas a moverse ladera abajo. Este tipo de fallas se presentan en depósitos de talud.

Desprendimiento de bloques inestables debido al corte del talud.

b) - Factores climáticos.

- Flujo en materiales relativamente secos.

En este grupo quedan comprendidos, en primer término los flujos de fragmentos de roca, desde los muy rápidos (avalanchas) hasta los que ocurren lentamente. Estos movimientos pueden explicarse en términos de la falla plástica de los contactos profundos entre los fragmentos de roca y consecuentemente afectan siempre a grandes masas de fragmentos y suelen ser de catastróficas consecuencias.

- Flujos en materiales húmedos.

Se trata ahora de flujos que requieren una proporción apreciable de agua contenida en el suelo; la cual desempeña un papel en la génesis y naturaleza de la falla.

Con respecto a la selección de la inclinación del talud, en la figura No. 22 se presentan secciones tipo de corte en rocas y suelos más utilizadas en base a un criterio estadístico en fallas de cortes; sin embargo, los cortes deben ser determinados mediante la elaboración del proyecto geotécnico y por ende cada sección puede y debe ser analizada de acuerdo a cálculos definidos por la mecánica de suelos y de rocas, de ésta manera se puede determinar el procedimiento constructivo y requerimientos del propio material para garantizar su estabilidad.

En términos generales y en base a un criterio ingenieril, se puede resumir lo siguiente:

Cuando el corte se realiza en roca sana o poco fracturada, puede hacerse un talud vertical e inclusive en corte a media sección cuando la roca se encuentra en buenas condiciones. En tales casos, no se requiere la construcción de

contracuneta puesto que el talud no se va a erosionar, a menos que en la ladera, arriba del corte, se tengan suelos residuales erosionables que puedan azolvar la cuneta.

Si el corte se hace en roca fracturada, la pendiente tendrá que estar de acuerdo con el grado de fracturamiento y con la posición de las fracturas; pendientes de 0.25:1 a 0.5:1 son generalmente recomendables. En algunos casos en que los planos de fractura o los de estratificación se echan o buzan hacia el corte, se hace necesario reducir la inclinación del talud o bien aumentar la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de los planos, por medio de anclas convencionales espaciadas. Si entre los planos de estratificación o fracturamiento se tiene arcilla, es indispensable hacer una contracuneta impermeabilizada.

La roca impermeabilizada resiste menor pendiente y en general después de un derrumbe se presenta otro, además puede estar sujeta a deslizamiento. Cuando el corte es de menos de 4 m conviene cortes en taludes suaves de 0.5:1 a más tendido, pero si el corte es mayor se requerirá dar mayor pendiente y formar bermas, así como protegerlo con vegetación contra el intemperismo.

Algunas formaciones fácilmente intemperizables como las lutitas, las margas y algunas tobas, presentan problemas especialmente difíciles ya que provocan derrumbes continuos que azolvan las cunetas. La intemperización rápida se debe a las condiciones alternadas de humedad y sequía, en éste tipo de rocas no es conveniente tender taludes porque la superficie expuesta es mayor, debe cortar casi verticalmente y hacer terrazas o bermas horizontales, la contracuneta es necesaria para estos casos. En algunos casos se ha probado con éxito, cubrir las taludes con una tela de alambre o bien concreto lanzado, con el objeto de que sirva de capa protectora.

No debe perderse de vista que en geología aplicada cada problema es distinto y que pueden resolverse a través de normas generales, pero aplicadas de manera particular en cada caso.

La construcción de contracunetas es una cuestión delicada pues si se excava en materiales permeables que estén en contacto con arcillas, ya sea en forma de estratos, de bolsas o en relleno de fracturas, en vez de ser una obra de protección, se convierten en un factor que provoca el deslizamiento del talud. En tales casos, si la contracuneta es indispensable debe impermeabilizarse a pesar del costo que ocasione.

En la parte superior de los cortes no es conveniente desmontar, puesto que los árboles y el resto de la vegetación ayudan a evitar derrumbes y facilitan la forestación natural del talud.

Cuando en el pie del corte se presentan afloraciones de agua, denominadas comúnmente "lloraderos", es conveniente excavar un subdren debajo y a lo largo de la cuneta, para obligar a bajar la línea de flujo, cuya concentración en ese

lugar puede provocar el deslizamiento.

Dar taludes más fuertes de los que se sabe que pueden aguantar las rocas, es conveniente desde el punto de vista económico en caminos secundarios con poco tráfico, ya que por una parte es más barato remover el material del camino que del corte y por otra, en general se alcanza una estabilización natural antes de llegar a la pendiente que se supone estable; es muy importante en estos casos calcular con seguridad el riesgo que se toma, así como las implicaciones de orden económico y social que pueden provocar al aceptarlo.

## PUENTES.

Los puentes (en general llamados obras de arte), son sumamente importantes para el funcionamiento y la vida de una vía de comunicación terrestre.

El costo de construcción de estas obras constituye un alto porcentaje del valor total de la inversión, lo que exige tanto su localización como su adaptación a las condiciones geológicas del lugar del cruce, sean óptimas.

### Localización del cruce:

El sitio del cruce de una vía fluvial, queda determinado esencialmente por el alineamiento del camino o ferrocarril con el menor aumento de un kilometraje posible, que depende de la importancia de la vía y de las condiciones geológicas y topográficas del terreno. Una supercarretera, podrá cambiar su alineamiento únicamente si las condiciones geológicas o las topográficas son tan malas que el costo del puente se eleve exageradamente, o bien si pone en peligro la vida de la obra y su defensa es demasiado costosa o no se le puede considerar 100% segura.

En cambio en un camino secundario, el valor del puente cuesta tanto con respecto a la construcción y la operación, que es mejor alargar el camino para ir cruzar el río en un lugar en donde la obra sea más económica. En el caso de un ferrocarril, como el caso una supercarretera se tiene muy poca libertad para elegir el sitio de cruce.

Los cruces de grandes ríos, a menudo constituyen puntos obligados para el trazo.

Para la localización de un cruce, se debe tomar en cuenta en primera instancia las condiciones geológicas y geotécnicas (condiciones de cimentación), además de que el flujo de agua no se desborde en el tramo del cauce, que la corriente no sea divagante, así como determinar las características erosivas o de depósito de la corriente tanto en las márgenes como en el fondo.

Una vez seleccionado el sitio de cruce de la vía fluvial, se procede a efectuar la exploración.

#### Exploración:

Una vez definida la superestructura de cruce se procede a la investigación del terreno por medio de exploración mecánica, que pueden ser a cielo abierto cuando la roca se encuentra a poca profundidad o con sondeos profundos cuando se requiere alcanzar mayor profundidad.

El objetivo principal de cada exploración es conocer el perfil geomecánico y determinar en base a este registro la profundidad de desplante de las columnas que sostendrán el puente.

Es importante fijar de antemano la profundidad máxima a que se deben llevar los sondeos. En general, se dice que conviene perforar cuando menos 5 metros dentro de la capa resistente o de roca sana, con el objeto de asegurar que se trata de una capa de suficiente espesor o de la roca firme y no de un peñasco suelto de gran tamaño.

Sin embargo, la profundidad óptima de exploración, es aquella a la que los esfuerzos transmitidos por la estructura sean despreciables.

Existen además factores de capital importancia para la ubicación de la exploración, como es el caso del tirante de agua del cauce en avenidas pico, la profundidad crítica de socavación del cauce y altura del puente.

En cursos de ríos divagantes es necesario proteger los puentes contra la erosión por medio de deflectores o de muros de mamposterías, obras auxiliares que también tienen que adaptarse a las condiciones geológicas existentes.

En algunos casos puede estrecharse el cauce con los estribos del puente, si aflora la roca firme en las márgenes y en el fondo del cauce, puede reducir el costo de la obra. Cuando se planea construir una presa cerca del cruce debe estudiarse el efecto que esa obra tendrá sobre el funcionamiento hidráulico del río ya que éste se habrá de modificar notablemente tanto si se localiza aguas abajo como aguas arriba del puente propuesto.

El tipo de obras menores que deben hacerse, depende de la importancia y morfología del cauce y de los materiales de construcción accesibles.

#### TUNELES

De todas las actividades, la excavación de túneles es en donde se aplican con más provecho y propiedad la ingeniería

geológica y la geotécnica; una vez determinada la ubicación y las dimensiones básicas de un túnel, el único problema que afecta a los métodos de diseño y construcción es el geológico, por lo que es de primordial importancia una investigación exhaustiva, antes de iniciar la construcción.

La exploración geotécnica tiene en estas obras la máxima importancia para evitar sorpresas desagradables y costosas durante la construcción, por lo que se hace requisito indispensable contar con secciones geomecánicas precisas de todos los posibles cortes transversales y longitudinales necesarios, para poder contar con posibilidades críticas en la etapa constructiva, como es el método de excavación, la sobreexcavación, tipos de ademe requeridos por las litologías determinadas y presencia de agua principalmente.

Los procedimientos de exploración deben ser decididos para cada caso, de tal manera que las perforaciones u otras pruebas, sean las más apropiadas para obtener de sus resultados la información completa, asegurándose que las exploraciones efectuadas reporten información por debajo del nivel de rasante del túnel. Un levantamiento geológico de detalle de la zona es un auxiliar indispensable.

Los túneles que se requieren para vías terrestres, casi siempre dejan poca libertad para su localización, ya que ésta queda obligada por el alineamiento y las especificaciones del proyecto geométrico.

Debido a la gran importancia en éste tipo de obras, a continuación se tratarán con mayor énfasis, los conceptos geológicos - geotécnicos, que darán la pauta para el buen funcionamiento de éstas obras de ingeniería civil.

La clasificación de las rocas desde el punto de vista de la Geología, resulta muy importante para el ingeniero civil, debido a que en forma rápida le indica los posibles o probables problemas geotécnicos con que se enfrentará en el diseño o construcción de una estructura sobre o en un macizo rocoso. La clasificación meramente litológica de los macizos rocosos, ciertamente da características físicas y químicas y en forma general algunas características mecánicas, que son función de la forma de su origen y de los subsecuentes procesos geológicos que han actuado en ellos, sin embargo el ingeniero geotecnista requiere dar un paso más, en la clasificación de cualquier macizo rocoso, atendiendo a aspectos cuantitativos referentes a esfuerzos, deformación, fracturamiento y permeabilidad.

Una clasificación litológica o geológica que proporciona mineralogía, fábrica o estructura, química, cristalografía y textura de las rocas es necesaria pero insuficiente para los fines de que persigue el geotecnista, consistentes en diseñar cimentaciones y/o excavaciones, donde se requiere conocer el comportamiento mecánico de la roca.

Los técnicos de Mecánica de Rocas han reconocido con frecuencia, lo inadecuado de un sistema de clasificación, basado exclusivamente en aspectos geológicos, advirtiendo que al menos rocas de la misma litología pueden

presentar una gama extraordinariamente amplia de propiedades mecánicas. Se ha propuesto inclusive abandonar tales nombres geológicos y adoptar un nuevo sistema de clasificación basado únicamente en propiedades técnicas.

Obviamente este tipo de propuestas resultan excesivas, ya que hay diversas razones para conservar los nombres litológicos, como por ejemplo la asociación que se tiene entre tipos de roca y sus propiedades *in situ*, tal es el caso de un terreno de caliza, yeso o sal gema puede inclinar al investigador a la búsqueda de fenómenos de disolución, como cavidades o dolinas; otro caso sería la presencia de una colada de lava basáltica puede indicar la posible presencia de un diaclasado y llamar la atención a problemas relacionados.

Si el ingeniero geotecnista cuenta con la experiencia de haber diseñado o construido en formaciones geológicas parecidas a las del proyecto, se podrán tomar las decisiones con cierta tranquilidad; pero cuando no se cuenta con esta experiencia ¿Qué criterio habrá de utilizar para saber si las decisiones son lógicas?, ¿Cómo saber si el procedimiento constructivo o el reforzamiento es adecuado, escaso o excesivo?

La respuesta consiste en emplear algún sistema de clasificación en el que se pueda confrontar la problemática propia con la encontrada por otros, tal sistema de clasificación sirve para que el proyectista tenga acceso a la experiencia sobre condiciones de roca y necesidades de refuerzo; experiencia recabada en otras obras para compararla con las condiciones particulares de la obra.

En los incisos siguientes se describirán los métodos de clasificación geomecánica más utilizados en el ámbito de la mecánica de rocas, describiendo sobre todo sus limitaciones y desde luego sus posibles aplicaciones geotécnicas<sup>1</sup>.

#### \* CLASIFICACIÓN GEOMECANICA DE ROCAS

Como se sabe el comportamiento mecánico de un macizo rocoso depende principalmente del sistema de fracturamiento, por tratarse de un medio discontinuo.

El sistema de fracturamiento de un macizo rocoso, quedará definido si se tiene conocimiento de los siguientes aspectos:

- Intensidad y continuidad del fracturamiento
- Orientación de las fracturas

---

<sup>1</sup> métodos de clasificación tomados de la referencia No. 12

- Abertura y rugosidad de las fracturas
- Relleno y tipo de relleno

Como puede verse, la definición del sistema de fracturamiento sólo se puede realizar, si se cuenta con un levantamiento de geología estructural de detalle del sitio donde se pretende construir la estructura. Es decir que se necesita un trabajo de campo muy exhaustivo.

Los métodos de clasificación geomecánica existentes, en general tratan de hacer intervenir todas las características de fracturamiento mencionadas y como es lógico pensar entre más variables involucran más acertada es la clasificación geomecánica y de mayor utilidad para fines de correlacionar la experiencia acumulada con las necesidades de nuestro proyecto en particular, por otro lado, el método se hace más complicado y requiere de mayor investigación de campo para suministrar toda la información referente al sistema de fracturamiento.

A continuación se expondrá el procedimiento más sencillo y no por eso deja de ser útil y corresponde al propuesto por Terzaghi en el año de 1946 con el fin de clasificar a la roca y calcular las cargas que deben soportar los marcos de los túneles. Describió varios tipos de roca y con base en su experiencia en túneles ferrocarrileros con refuerzo de acero, fijó escalas de roca según diferentes condiciones del terreno.

#### **Clasificación de rocas por TERZAGHI**

Terzaghi, hace hincapié sobre la importancia de la exploración geológica, actividad que debe dirigirse a conseguir información sobre los defectos en la formación de la roca y hacerse antes de que se inicie el diseño.

Terzaghi define como detalles geológicos aquellos aspectos relacionados con los defectos de la roca y su intensidad, los cuales pueden ser más importantes que el tipo de roca que se pueda encontrar. El informe geológico debe tener una descripción detallada de los defectos observados en términos geológicos, es decir de los aspectos estructurales que definen precisamente lo que hemos llamado sistema de fracturamiento.

Terzaghi define los defectos de la roca en términos de tuneléo como sigue:

Roca inalterada.- No tiene fisuras ni ramaleos; por lo tanto cuando se rompe se hace a través de la roca sana

Roca estratificada.- Está constituida por capas definida por capas unitarias con poca o ninguna resistencia a la separación del plano limítrofe entre estratos.

Roca medianamente fisurada.- Tiene fisuras y ramaleos pero los bloques entre las juntas están soldadas o tan íntimamente embonados que las paredes verticales no necesitan refuerzo.

Roca agrietada en bloques.- Es una roca químicamente inalterada o casi inalterada, cuyos fragmentos se encuentran totalmente separados unos de otros y no embonan. Esta clase de roca puede necesitar ademes laterales en las paredes.

Roca triturada pero químicamente sana.- Tiene la apariencia de ser un producto de trituración

Roca comprimida.- Avanza lentamente en el túnel sin aumento perceptible de volumen.

Roca expansiva.- Avanza lentamente en el túnel, debido a su propia expansión

El concepto usado por Terzaghi, para estimar la carga de roca transmitida a los marcos de acero para el soporte de un túnel, se presenta en la figura No. 18

Durante la construcción de un túnel habrá relajamiento de la cohesión de la formación rocosa arriba y en los lados del túnel. La roca suelta dentro del área  $a, b, c, d$  tenderá a caer dentro del túnel; a este movimiento se oponen fuerzas de fricción a lo largo de los límites laterales  $ac$  y  $bd$  y estas fuerzas de fricción transfieren la parte más importante del peso de la carga de roca  $W_1$  al material de los lados del túnel. El techo y los lados del túnel no tienen que soportar más que el resto de la carga que equivale a una altura  $H_p$ . El ancho  $B_1$  de la zona de la roca donde existe el movimiento, dependerá de las características de la roca y de las dimensiones  $H_1$  y  $B$  del túnel.

Terzaghi realizó muchas pruebas de maqueta o modelos, utilizando arena sin cohesión, para estudiar la forma de lo que él llamaba "el arco del suelo" encima del túnel. Con base en estas pruebas y en su experiencia en túneles con refuerzo con marcos de acero, propuso una escala de valores de cargas de roca, señalada en la tabla No. 5.

El criterio de Terzaghi fue empleado extensamente durante un largo período de tiempo con resultados correctos, para los túneles con marcos de acero. Por otro lado otros autores, (Cecil) estiman que la clasificación de Terzaghi, es demasiado general para permitir una evaluación objetiva de la calidad de la roca y que no proporciona la información cuantitativa sobre sus propiedades. Se debe considerar que el uso del método de Terzaghi se limitará a túneles con refuerzo de marcos de acero.

#### **Clasificación ingenieril para ROCA INTACTA**

Deere y Miller en 1966 propusieron una clasificación para roca intacta, atendiendo al módulo de elasticidad de la roca al 50 % de la resistencia última, al valor de ésta y a la separación de las juntas o fracturas.



A continuación se presenta el resumen de éste procedimiento de clasificación:

Clasificación Ingenieril de roca intacta en base a la resistencia última en prueba de compresión axial no confinada.

CLASE	DESCRIPCIÓN	RESISTENCIA ULTIMA A LA COMPRESIÓN Kg/cm <sup>2</sup>
A	Muy alta resistencia	Mayor de 2324
B	Alta resistencia	2324 - 1125
C	Resistencia media	1125 - 562
D	Baja resistencia	562 - 282
E	Muy baja resistencia	menor de 282

Clasificación Ingenieril de roca intacta en base al módulo relativo  $E_t/q_u$  (módulo elástico/resistencia última a la compresión axial):

CLASE	DESCRIPCIÓN	MODULO RELATIVO
H	Módulo relativo alto	mayor de 500
M	Módulo relativo medio	200 - 500
L	Módulo relativo bajo	menor de 200

Clasificación geológica de roca intacta por espaciamiento de juntas:

CLASE	ESPACIAMIENTO
muy cerrada	5 cm
cerrada	5 cm a 30 cm
moderadamente cerrada	30 cm a 90 cm
amplio	1.0 m a 3.0 m
muy amplio	mayor de 3.0 m

**Clasificación de acuerdo al INDICE DE CALIDAD DE ROCA (ROCK QUALITY DESIGNATION -RQD) de DEERE**

En 1964 Deere propuso un índice cuantitativo de la calidad de la roca basado en la recuperación de núcleos con perforación de diamante. Se llama el sistema Rock Quality Designation (RQD)-Índice de Calidad de Roca (ICR); se ha usado ampliamente en todas partes y se ha comprobado que es muy útil en la clasificación del macizo rocoso para la selección de refuerzo para túneles.

El RQD se define como el porcentaje de núcleos que se recuperan en piezas enteras mayores de 10 cm de largo en relación con la longitud total del muestreador.

$$RQD(\%) = 100 \frac{\sum \text{longitud-de-los-fragmentos-sanos-mayores-de-10-cm}}{\text{largo-total-del-barreno}}$$

Está normalmente aceptado que el RQD se establece en núcleos de cuando menos de 5 cm de diámetro, recuperados con una perforadora de diamante de doble barril. El valor del RQD se dá para cada tramo perforado, esta operación es sencilla y rápida y se ejecuta conjuntamente con el registro geológico normal del sondeo.

Deere propuso la siguiente relación entre el valor numérico RQD y la calidad de la roca desde el punto de vista de la ingeniería

RQD %	CALIDAD DE ROCA
Menor de 25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Regular
75-90	Buena
90-100	Muy buena

Se ha intentado correlacionar el RQD con la clasificación cualitativa de Terzaghi; Cording, Hendron y Deere modificaron el factor de carga de roca de Terzaghi y relacionaron este valor modificado con el RQD como se muestra en la figura No 19.

Merritt (1957), hizo un intento de llevar la aplicación del RQD hasta donde pudiera servir para determinar el tipo de ademe necesario en un túnel y su propósito se ilustra en la figura No 20. Gráficamente se advierte lo importante del factor RQD para determinar los sistemas de soporte, sin embargo existen limitaciones, por ejemplo en los casos donde las fracturas están rellenas de arcilla o de material meteorizado. En este caso puede presentarse cerca de la superficie donde la meteorización o las infiltraciones hayan producido arcilla, lo que reduce la resistencia a la fricción a lo largo de los planos de fractura; eso generará una roca inestable aun si las fisuras están muy separadas una de otra y el valor del RQD sea alto.

Por otro lado conviene comentar que el RQD no toma en cuenta otros factores como por ejemplo la orientación de las fracturas o juntas, lo que también tiene su importancia para el comportamiento de la roca al rededor de una obra subterránea.

#### **Clasificación CSIR de los macizos rocosos fisurados**

**(Consejo del Africa del Sur para la Investigación Científica e Industrial - South African Council for Scientific and Industrial Research).**

El comportamiento complejo de la roca, no es posible visualizarlo a través de una clasificación sencilla, por lo tanto es necesario hacer combinaciones de factores tales como el RQD y la influencia de rellenos arcillosos y de la meteorización; Bieniawski, propuso una clasificación de este tipo, ésta se estudiará con mas detalle ya que se considera como una de las dos clasificaciones que se recomiendan para usarse en el diseño preliminar de excavaciones subterráneas.

Bieniawski recomienda el siguiente proceso para clasificar un macizo rocoso:

- 1 - Dividir el macizo en grupos de comportamiento parecido
- 2 - Proporcionar una buena base para la comprensión de las características del macizo.
- 3 - Facilitar la planeación y el diseño de estructuras en la roca, al proporcionar datos cuantitativos que se necesitan para la solución de problemas de ingeniería.
- 4 - Proporcionar una base común de comunicación efectiva para todas las personas interesadas en un problema de geomecánica.

Para cumplir con estos requisitos, Bieniawski concluyó con los siguientes parámetros:

- a - Resistencia de la roca inalterada. Bieniawski emplea la clasificación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca que proponen Deere y Miller antes mencionada.
- b - RQD ( índice de calidad de roca de Deere)

- c - Espaciamiento de fracturas. Cualquier discontinuidad como fisuras, diaclasas, fallas, planos de estratificación y otros planos de debilidad. De nuevo Bieniawski utiliza el criterio de Deere antes comentado.
- d - El estado de las fisuras. En este parámetro se toma en cuenta la separación o abertura de las fracturas, su continuidad, su rugosidad, el estado de las paredes (duras o blandas) y la presencia de relleno en las fracturas.
- e - Condiciones de agua subterránea. Se hace el intento de medir la influencia del flujo de agua subterránea sobre la estabilidad de la excavación, en términos de caudal observado que penetra a la excavación y de la relación que existe entre la presión del agua en las fisuras y el esfuerzo general principal o con alguna observación cualitativa general relacionada con el agua subterránea.

La forma en que estos parámetros se han incorporado en la clasificación CSIR para macizos fracturados, se indica en la tabla No. 6.

**Clasificación NGI en base al índice de calidad de túneles  
(Instituto de Geotecnia de Noruega - Norwegian Geotechnical Institute).**

Basándose en una gran cantidad de casos típicos de estabilidad en excavaciones subterráneas, Barton, Lien y Lunde propusieron un índice para determinar la calidad del macizo rocoso en túneles. El valor numérico de este índice Q se define por:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF}$$

Donde:

- RQD = Índice de calidad de roca de Deere
- J<sub>n</sub> = Número de sistemas de fracturas o juntas
- J<sub>r</sub> = Número de la rugosidad de las fisuras
- J<sub>a</sub> = Número de la alteración de las fisuras
- J<sub>w</sub> = Factor de reducción por el agua en fisuras
- SRF = Factor de reducción por esfuerzos

La definición de estos términos se entiende por si solo, sobre todo si el valor numérico de cada uno de ellos se saca de la tabla No. 7.

El primer cociente (RQD/J<sub>n</sub>) representa la estructura del macizo, es una medida rudimentaria del tamaño de los bloques o de las partículas con dos valores extremos (100/0.5 y 10/20) con un factor de diferencia de 400. Si se

interpreta el cociente en unidades de centímetros, los tamaños de "partículas" de 200 a 0.5 cm se pueden apreciar como aproximaciones gruesas pero bastante realistas. Probablemente los bloques mas grandes tendrían varias veces este tamaño y los fragmentos chicos menos de la mitad (partículas de arcilla desde luego no se toman en cuenta).

El segundo cociente ( $J_r/J_a$ ) representa la rugosidad y las características de fricción de las paredes de las fisuras o de los materiales de relleno. Este cociente se inclina a favor de juntas rugosas e inalteradas que se encuentran en contacto directo; se puede pensar que estas superficies están cerca de la resistencia óptima, que tenderán a dilatarse fuertemente cuando estén sometidas a esfuerzos cortantes y que por lo tanto serán muy favorables a la estabilidad del túnel.

Cuando las fisuras tienen recubrimientos y rellenos arcillosos delgados se reduce notablemente la resistencia, sin embargo, el contacto de las paredes después de un ligero desplazamiento por el esfuerzo cortante puede ser muy importante y salvar la excavación de un colapso.

Donde no haya contacto de paredes, la situación para la estabilidad de un túnel se presenta de manera muy desfavorable.

El tercer coeficiente ( $J_w/SRF$ ) consiste en dos parámetros de fuerzas. SRF es un valor de: 1) Si la carga se disipa en el caso de una excavación dentro de una zona de fallas y de roca empacada en arcilla; 2) los esfuerzos en una roca competente y 3) las cargas compresivas en rocas plásticas incompetentes. Se puede considerar como un parámetro total de esfuerzos.

En cuanto al parámetro  $J_w$  se trata de una medición de la presión del agua que tiene un efecto negativo en la resistencia al esfuerzo cortante de las fisuras, debido a la reducción del esfuerzo efectivo normal. El agua puede causar además un reblandecimiento de las arcillas e incluso un lavado.

En resumen se puede decir que el factor Q de roca para túneles es función de sólo tres parámetros que son medidas aproximadas de:

Tamaño de bloques	$(RQD/J_n)$
La resistencia al esfuerzo cortante entre bloques	$(J_r/J_a)$
Esfuerzos activos	$(J_w/SRF)$

La gran cantidad de información que se tiene por éste método, hace pensar que el índice de calidad para túneles (NGI) es complejo sin necesidad y que será difícil emplearlo para determinar el Q de un macizo determinado, sin

embargo esto no es cierto, una vez que se familiariza uno con el método resulta fácil su aplicación. El proceso para determinar los parámetros hace que el proyectista sensibilice a la roca y se concentre en los detalles geológicos que en muchas ocasiones se pasan por alto en una investigación de campo. El método permite palpar cualitativamente al macizo durante el proyecto, lo que puede tener una importancia casi igual que la de calcular posteriormente el valor numérico de Q.

Para poder relacionar el índice de calidad para túneles Q con el comportamiento de una excavación subterránea y con las necesidades de ademe de la misma, Barton, Lien y Lunde inventaron un elemento cuantitativo adicional que llamaron "La dimensión equivalente  $D_e$ " de la excavación. Esta dimensión se obtiene al dividir el ancho, diámetro o altura de la excavación por una cantidad llamada "Relación de soporte de la excavación" (ESR: excavation support ratio).

$$D_e = \frac{\text{Ancho de la excavación, - diámetro - o - altura - (m)}}{\text{relación de soporte la excavación - ESR}}$$

La relación de soporte de la excavación ESR tiene que ver con el uso que se pretende dar a la excavación y hasta donde permitir cierto grado de inestabilidad. Barton da los siguientes valores para el ESR:

	<b>Tipo de Excavación</b>	<b>ESR</b>
A.	Excavaciones mineras provisionales	3-4
B.	Excavaciones mineras permanentes, túneles de conducción de agua para obras hidroeléctricas, túneles piloto.	1.6
C.	Cámaras de almacenamiento, plantas subterráneas para tratamiento de aguas, túneles carreteros y ferrocarriles pequeños, cámaras de alta presión túneles auxiliares	1.3
D.	Casas de máquinas túneles carreteros y ferrocarrileros grandes, refugios de defensa civil, portales y cruce de túneles	1.0
E.	Estaciones nucleoeeléctricas subterráneas estaciones de ferrocarril, instalaciones para deportes y reuniones, fábricas	0.8

El ESR es más o menos en forma análoga al inverso del factor de seguridad empleado en el diseño de taludes.

La relación entre el índice de calidad Q y la Dimensión equivalente  $D_e$  de una excavación que se sostendrá sin ademe se ilustra en la figura No 20.

## \* DISCUSION SOBRE LOS SISTEMAS DE CLASIFICACION DE LOS MACIZOS ROCOSOS

De los sistemas de clasificación de macizos rocosos que se han descrito, el sistema CSIR que propone Bieniawski y el sistema NGI propuesto por Barton, Lien y Lunde, son de interés muy especial, ya que incluyen un número suficiente de datos para poder evaluar correctamente todos los factores que tienen influencia en la estabilidad de una excavación subterránea. Bieniawski da más importancia a la orientación y la inclinación de los accidentes estructurales de la roca y no da ninguna a los esfuerzos en la roca. En cambio la Clasificación NGI no incluye el factor de la orientación de las fisuras pero sí considera las propiedades de los sistemas de fisuras más desfavorables al valorar la rugosidad de las fisuras y su grado de alteración, ambos representando la resistencia al esfuerzo cortante del macizo rocoso.

Se ha comprobado que los dos sistemas mencionados son sencillos de usar y de mucha ayuda para tomar decisiones prácticas, no sólo para el diseño y construcción de obras subterráneas, sino para cualquier trabajo que implique afectar las condiciones iniciales de un macizo rocoso, ya se trate de una excavación superficial o una modificación en su estado de esfuerzos.

En la mayoría de los casos es recomendable aplicar los dos procedimientos de clasificación, y tanto la evaluación del macizo (RMR, Rock Mass Rating), como la calidad para túneles Q se utilizan para llegar a solucionar un problema.

Es posible correlacionar El RMR con el valor Q, el mismo Bieniawski propone la siguiente ecuación:

$$RMR = 9 \ln(Q) + 44$$

Cuando se trata de problemas en terrenos de mala calidad extrema que implican rocas comprimidas o expansivas o grandes flujos de agua, la Clasificación CSIR es de aplicación difícil. Esto es comprensible ya que el sistema se ideó originalmente para túneles de baja profundidad en roca dura frzcturada, por lo tanto se recomienda utilizar el sistema NGI o bien el método de Terzaghi.

Para concluir se puede decir que en los sistemas de clasificación geomecánica para macizos rocosos, conviene hacer énfasis que lo más importante radica en la campaña de recopilación de información de campo, referente al levantamiento de los detalles estructurales que presenta la roca y que estos sistemas de clasificación no son sustitutos de las clasificaciones litológicas, sino por el contrario deben considerarse complementarios.

## **E - Procedimientos Constructivos**

En la etapa de construcción, se debe hacer una supervisión geológica - geotécnica apoyada a través de laboratorios de campo, en problemas especiales se hace una supervisión directa haciendo a menudo pruebas in situ.

Es muy conveniente que las compañías constructoras cuenten con un informe detallado de los trabajos hasta ésta etapa realizados para que puedan cotizar y programar mejor sus trabajos.



### 3.6 Presas.

“Una cortina es una estructura artificial erigida para soportar una membrana impermeable diseñada con el fin de retener agua por encima del nivel natural de escurrimiento en el cauce” (referencia No. 12). El diseño de una cortina implica una predicción adecuada para que cierto flujo calculado de agua pase, a través, sobre o alrededor de ella conforme a las circunstancias locales.

Estructuras afines a éste tipo de obras y que también afectan a la corteza natural, son los canales de descarga del vertedor, túneles de desvío y casa de máquina subterránea. La magnitud de las dos últimas estructuras mencionadas, estarán limitadas al tipo de presa proyectada donde serán o no necesaria su construcción.

Generalmente la membrana es parte integral de la estructura de la cortina, puede estar soportada de múltiples maneras y por varios diseños tales como (referencias No. 9 y 12):

- \* Relleno de tierra o enrocamiento;  
la membrana está en el plano aguas arriba o en el centro, como una pantalla.
- \* Presa de gravedad de mampostería o concreto masivo;  
la membrana es el plano de aguas arriba de la propia cortina.
- \* Cortina de concreto reforzado de tipo de arco;  
de arco múltiple, domo múltiple o cualquier otro diseño especial, en las cuales una capa de concreto reforzado sin fractura sirve de membrana impermeable.

Como puede verse, las cortinas pueden agruparse principalmente en dos tipos (ver figura No.21):

- \* Terraplenes o enrocamiento, cuya estabilidad depende del reposo natural del material no consolidado.
- \* Mampostería o concreto donde la estabilidad depende de la respuesta estructural del material usado para la construcción.

Cabe aclarar que normalmente, una estructura de presa y sus obras afines, son solo una pequeña parte de la periferia de lo que será el embalse; la base y la mayor parte de los lados de la cortina y vertedor, están empotrados en la

corteza natural de la Tierra, en cuanto al túnel de desvío y casa de máquinas estarán embebidos dentro de la corteza, por lo que cada una de estas obras requiere especial atención, en cuanto a la periferia del embalse se deberá tener muy en cuenta los taludes de las laderas que formarán parte del mismo, con la finalidad de prevenir cualquier derrumbe que ponga en riesgo las obras proyectadas.

El tipo de presa por construirse depende principalmente de las condiciones geológicas del sitio, que restringirán en gran medida la topografía y de alguna manera definirán el suministro de los materiales para su construcción, también serán condicionantes los factores económicos, sociales y posibilidades sísmicas y ciclónicas.

Las características morfológicas del valle donde será empotrada la cortina, limitarán en gran medida el tipo de presa por proyectarse y ésta a su vez se restringirá para el fin al que se determine. Una relación generalizada entre la morfología de valles elegibles para el empotramiento de una cortina y la geometría de las mismas es la siguiente:

Tipo de Valle	cuerdas-altura
Gargantas	menor de 3
Valle estrecho	de 3 a 6
Valle amplio	mayor de 6
Terrenos prácticamente planos	bordo perimetral

Las presas en arco están curvadas en un plano horizontal y las presa de domo son curvadas tanto horizontal como vertical. En ambos tipos la presión transmitida en sus apoyos es enorme, por lo que pueden ser construidas en gargantas conformadas por rocas lo suficientemente resistentes para soportar sin ningún problema el esfuerzo al que serán sometidas, en los casos en el que la resistencia de la roca no sea suficiente, se deberá recurrir a un tratamiento especial.

En valles estrechos, se puede proponer una presa en arco si la roca lo permite o una presa de gravedad cuando las condiciones de resistencia de la roca sean menos favorables.

Los valles amplios admiten un variado tipo de presa, cuya elección queda gobernada por la geología del lugar y por los materiales de construcción de que se pueda disponer. Las presas de gravedad se proyectan cuando se tienen rocas con una resistencia moderada a los esfuerzos, tales como algunas areniscas y tobos.

Para rocas de alta resistencia a la compresión, una presa de concreto pre-esforzado puede reemplazar económicamente a una presa de gravedad grande, considerando para la cimentación de la misma, que la roca de apoyo presente buena resistencia al deslizamiento y que sea capaz de soportar fuertes presiones directas. En los valles

amplios se pueden construir también con éxito las presas de enrocamiento, particularmente en aquellos en donde se tienen condiciones geológicas complejas.

Las presas de tierra se han empleado con frecuencia cuando se construye sobre formaciones o materiales de resistencia variable.

En las planicies normalmente no se hacen presas. Sin embargo, en casos especiales se construyen bordos de gran extensión para retener el agua sobre el terreno y emplearla por medio de canales para generar energía, riego y parques de diversión. Se requiere que los suelos y las rocas del lugar sean de baja permeabilidad.

El objetivo para que se construya una presa está fundamentado principalmente por las necesidades de la región y por las posibilidades de aprovechamiento de recursos naturales o de desarrollo industrial. Las presas más importantes se construyen para riego, producción de energía hidroeléctrica, control de ríos, piscicultura, navegación, recreo y en menor escala para abrevaderos, recarga artificial de acuíferos o para control de erosión. Generalmente se les destina a dos a más objetivos.

Por la magnitud del alcance socio-económico que representa éste tipo de obra, es de vital importancia determinar las características geológicas que gobernarán a la misma, por lo que será necesario realizar estudios geológicos enfocados a determinar la factibilidad del proyecto, describiendo las características con un enfoque geotécnico.

Los estudios geológicos necesarios son en primera instancia preliminares y posteriormente cuando el proyecto sea definitivo se realizarán estudios finales, es decir, los estudios preliminares estarán enfocados a realizar una geología regional del área que engloba a los sitios destinados a ser modificados por alguna estructura, además deberán contener de forma general, una geología particular de los sitios destinados a soportar una estructura, en ésta etapa de proyecto, los sitios seleccionados para alojar una estructura pueden ser modificadas o desechados; en cuanto a los estudios finales, éstos deberán desarrollar una geología particular de detalle de los sitios destinados a soportar una estructura, basándose de forma preliminar en el estudio antes mencionado y realizar en caso necesario las modificaciones que sea pertinentes; el enfoque primordial de los estudios será la factibilidad del proyecto, describiendo las características geotécnicas de forma clara y comprensible para los ingenieros proyectistas, realizando a escalas adecuadas, secciones y bloques diagramáticos tanto de zona de boquilla como del vaso y zonas a ser modificada por alguna obra requerida.

El informe geológico preliminar deberá llevar cuando menos la siguiente información (referencia No. 19):

- 1 - Geología regional de la cuenca hidrológica del cauce afectado, incluyendo condiciones tectónicas, sísmicas y ciclónicas de la región, éste estudio se realizará por medio de una fotointerpretación geológica con verificación de campo, la información obtenida deberá presentarse en planta topográfica a escala conveniente, incluyendo secciones geológicas regionales.
- 2 - Detectar en lo posible si existe alguna formación geológica con carácter de delezabilidad que genere grandes volúmenes de material de arrastre provocando problemas de azolve a gran escala.
- 3 - Geología Particular de los sitios afectados como son la boquilla y vaso almacenador, describiendo la litología, estratigrafía, grado de erosión, geología estructural, características de rellenos en fallas y/o fracturas, porosidad y permeabilidad de las rocas detectadas, canales subterráneos, terrenos cavernosos, tipos de depósitos y condiciones de agua subterránea.
- 4 - Descripción de los posibles problemas de cimentación y excavación, estabilidad de los cortes y posibilidades de filtración.
- 5 - Dar una relación de conclusiones y recomendaciones enfocadas a las condiciones a las que se enfrentarán los proyectistas y las posibles soluciones a los problemas detectados, como lo sería por ejemplo un tratamiento al borde del vaso en caso de requerirse.
- 6 - Programa de investigación, en el cual se recomendará el tipo y metodología de exploración geotécnica e investigación de detalle geológico tanto de vaso almacenador como de la boquilla.
- 7 - Relación de los materiales de construcción con posibilidades de ser utilizados como bancos de material, éstos pueden ser agregados finos y gruesos, material impermeable, roca, desperdicio y material de relleno.

En los sitios aprobados para la construcción de la presa y obras necesarias a la misma, se llevan a cabo los estudios geológicos de detalle para la elaboración del proyecto. En éstos informes se requiere contar con un base topográfica a escala 1:5000 en la zona de vaso con curvas cada dos metros, 1:1000 con curvas cada metro para la zona de boquilla y de 1:500 con curvas cada 1 m para el sitio de estructuras especiales.

La exploración geológica directa se hace de acuerdo con el programa establecido, pero éste puede ser modificado según los resultados que se van obteniendo. Los procedimientos seguidos en la exploración con fines geotécnicos son normalmente la perforación con broca de diamante y/o penetración estándar, con pruebas de permeabilidad

Lugeón o Lefranc según sea el caso, o bien el empleo del método geofísico de resistividad, con frecuencia se programa una excavación de pozos a cielo abierto, trincheras o túneles.

En cada una de las perforaciones se clasifican los diferentes materiales detectados para determinar los perfiles estratigráficos correspondientes; elaborando las secciones geológicas necesarias en cada sitio explorado con la perforación.

La exploración geotécnica debe seleccionarse de tal manera que proporcionen la máxima información relativa a la estratigrafía, estructuras existentes, condiciones del relleno, posición del nivel del agua fríatica y perfil de roca no meteorizada. Se deben llevar registros gráficos de todas las perforaciones, pozos y túneles, así como una tabulación condensada de las pruebas de permeabilidad.

En los casos en que se efectuó una exploración geofísica, se deberá mostrar con claridad los resultados obtenidos y acompañar a los perfiles estratigráficos de las perforaciones en los sitios en los que ambos métodos se hallan efectuado.

No se recomienda ningún avance de construcción de la obra antes de eliminar cualquier duda de orden geológico que pueda aparecer, tales como, zonas de fracturamiento, canales sepultados, zonas cavernosas, deslizamientos, fallas activas o potenciales o un bajo nivel de agua fríatica; factores que pueden constituir serios obstáculos para la estabilidad o para la operación activa de la obra, por lo que es necesario sean descubiertos antes de iniciarse la construcción. Otros factores geológicos que causan problemas, aunque generalmente de menor importancia son el intemperismo diferencial, la estratificación, la foliación, la meteorización y la alteración hidrotermal.

Las características de las rocas y suelos, así como la morfología y la presencia de determinados factores geológicos, son imperativos al seleccionar los procedimientos y la maquinaria adecuada.

El informe geológico de detalle deberá llevar la siguiente información:

- 1 - Resumen de la geología regional del cauce afectado, incluyendo condiciones tectónicas, sísmicas y ciclónicas de la región.
- 2 - Geología particular de detalle en los sitios de boquilla, vaso almacenador, obras requeridas por el proyecto y zonas de puertos, describiendo la litología, estratigrafía, grado de erosión, geología estructural, características de rellenos en fallas y/o fracturas, porosidad y permeabilidad de las rocas detectadas, canales subterráneos, terrenos cavernosos, tipos de depósitos y condiciones de agua subterránea.

- 3 - De acuerdo al programa de exploración geotécnica realizado, se elaborarán secciones geomecánicas de detalle, las cuales podrán corroborar o en su caso modificar las antes realizadas; éstas secciones incluirán además de los rasgos geológicos reglamentarios, las características mecánicas de la roca obtenidas por medios mecánicos de exploración y los resultados de permeabilidad obtenidos por pruebas realizadas en campo.
- 4 - Reporte geológico estructural se los sitios afectados por la cortina y obras complementarias a la presa como son el túneles de desvío y casa de máquinas.
- 5 - Descripción a detalle de los posibles problemas de cimentación y excavación, estabilidad de los cortes y posibilidades de filtración.
- 6 - En el caso de grandes obras, se recomendará realizar pruebas in situ de resistencia en roca como son las pruebas de Gato Goodman, pruebas de Placa o las de Roseta, con el fin de determinar las condiciones a las que se enfrentarán los proyectistas al diseñar el empotramiento de la cortina, vertedor, túnel de desvío o casa de máquinas y dar las posibles soluciones a los problemas detectados, como lo sería por ejemplo un tratamiento a las laderas que soportarán la cortina, tipo revestimiento en túneles y tratamiento de la roca en la cimentación de la cortina.
- 7 - Recomendar en caso necesario un tratamiento a las laderas que conformarán el embalse en caso de requerirse y/o efectuar un despalme y retiro del material con posibilidades de falla.
- 8 - Recomendar las posibles zonas de bancos de material y tipo de los mismos con sus distancias de acarreo al sitio del proyecto; éstos podrán ser agregados finos y gruesos, material impermeable, roca, desperdicio y material de relleno. Los cuales limitarán de manera sustancial el tipo del diseño de la cortina y vertedor.
- 9 - En el caso de existir alguna formación geológica deleznable que pudiera generar grandes volúmenes de material de arrastre provocando problemas de azolve a gran escala, se recomendarán tratamientos de control de erosión de suelos en la cuenca por medio de una reforestación.

En la etapa constructiva, cuando se hallan realizado las excavaciones que alojarán a las obras proyectadas, debe estar presente un ingeniero geólogo que supervise si las condiciones geológicas propuestas no ameriten modificaciones, en el caso de requerirse deberá realizar planos modificados con cada detalle de la roca o suelo en la que se cimentará la cortina u otra obra, como una contribución final del ingeniero geólogo al programa de construcción, éste trabajo

de investigación solo podrá realizarse en una ocasión, que será antes de vaciar el primer concreto o de que se deposite la primera carga de tierra para su compactación (referencia No. 9).

El efecto que causa éste tipo de obras en el ecosistema, debido a que provocará cambios en las condiciones de la localidad que en algunos casos, pueden ser negativos y de importancia.

Al llenarse la presa, el nivel de agua fríatica automáticamente asciende en las cercanías. En zonas mineras ésta situación puede ser delicada, puesto que los gastos de extracción suben por bombeo e inclusive pueden ser incosteable trabajar en la mina.

Las tierras que queden cubiertas por el agua en la parte del vaso, normalmente son las mejores para fines agrícolas, pueden estar habitadas y pueden existir obras de infraestructura que hay necesidad de reconstruir con el consiguiente costo.

Al formarse un lago artificial en el valle, se modifican las condiciones hidrológicas del río y sus afluentes. Al alterarse el perfil de equilibrio, las corrientes empiezan a azolvar al vaso y el fondo de su cauce aguas arriba de la obra, la que al formar una barrera, constituye un nivel de base de erosión local. Los aluviones o rellenos arenosos de los ríos fuera de su cauce, causan serios problemas a los agricultores y pueden provocar el azolvamiento de las obras de drenaje en las vías terrestres.

Otros problemas relacionados con la flora, fauna o con la tenencia de la tierra, también pueden ser tomados en cuenta al hacer un anteproyecto de la presa.

## **CAPITULO 4 Ejemplos geotécnicos.**

En éste capítulo se desarrollarán los lineamientos de geología aplicada a obras civiles (geotecnia) descritos en los capítulos anteriores, considerando a los ejemplos seleccionados como problemas tipo de aplicación de ésta disciplina del conocimiento.

Los ejemplos a tratar fueron realizados entre los años 1985 a 1992 para dependencias gubernamentales (referencias No. 27 a 30) y los cuales se enlistan a continuación:

- \* Proyecto Ejecutivo de la Segunda Línea de Presión entre la Planta de Bombeo No. 5 y la Torre de Oscilación del Sistema Cutzamala, año 1987: se le ha denominado para fines de éste trabajo "Túnel en suelos blandos".
- \* Estudios y Proyectos Geométricos del Entronque y Puentes de la Carretera La Venta - Chamapa, Edo. de México; Cruce Río Hondo Km 10+942. año 1985: para fines de éste trabajo se le denominará "Puente carretero".
- \* Proyectos ejecutivos de la Presa de Almacenamiento y Presa Derivadora sobre el río La Laja, para suministro de agua potable de Ixtapa - Zihuatanejo, Edo. de Guerrero, año 1992: al cual se le denomina para fines de éste trabajo "Presa".
- \* Proyectos ejecutivos de Bancos de Material para la Presa de Almacenamiento y Presa Derivadora sobre el río La Laja, para suministro de agua potable de Ixtapa - Zihuatanejo, Edo. de Guerrero, año 1992: al cual se le denomina para fines de éste trabajo "Bancos de material".

De acuerdo a los objetivos planteados en ésta tesis, se a considerado desarrollar únicamente el apartado geotécnico en cada uno de los ejemplos, desglosando en cada caso sus respectivas conclusiones y recomendaciones.



## 4.1 Túnel en suelos blandos

Este ejemplo práctico se basa en la ampliación de la Línea de Conducción del acueducto Cutzamala existente, en su tramo de Planta de Bombeo No.5 a Torre de Oscilación correspondiente y aún más concretamente al tramo definido por una sección de túnel de 127 m de longitud con sus respectivos portales; en el desarrollo de los trabajos del proyecto de ampliación ya se contaba con información geotécnica particular de las estructuras existentes que integran el conjunto de la línea; por tal motivo, éste ejemplo complementa la información inicial y la referente al proyecto de ampliación de la línea de conducción.

### DATOS GENERALES

El proyecto de túnel de la segunda línea de presión entre la PB-5 y T.O. correspondiente, considera un diseño para gasto de 17.1 m<sup>3</sup>/seg; en su desarrollo la línea atraviesa la carretera Toluca-Valle de Bravo y el canal Héctor Martínez de Meza; por requerimiento hidráulico estos cruces se resolverán por medio de un túnel cuyo portal de entrada se localiza en el Km 0+290 y el portal de salida en el Km 0+417, para una longitud de túnel de 127 m alojado a una profundidad media de 16 m. La tubería tendrá un diámetro interior de 2.08 m; la distancia entre el eje de la línea de presión con la línea existente es aproximadamente de 25 m.

En los párrafos siguientes se describen las características, conclusiones y recomendaciones más sobresalientes de la línea de la conducción proyectada en su sección de túnel.

### LOCALIZACIÓN Y ACCESO AL SITIO DE ESTUDIO

El sitio donde se localizará la segunda línea de presión entre la Planta de Bombeo No. 5 y la Torre de Oscilación correspondiente al Sistema Cutzamala, se ubica entre los meridianos 100° 3' y 100° 4' al oeste del meridiano de Greenwich y 19° 23' de latitud norte, cubriendo una superficie aproximada de 265 m<sup>2</sup>.

Para llegar a la zona de interés, se parte del monumento Presidente Miguel Alemán sobre la carretera que conduce a Valle de Bravo y se recorren 1.8 Km hasta encontrar en desviación derecha la Planta de Bombeo No. 5 (PB-5),

sitio donde se inicia el proyecto de la segunda Línea de Presión, terminando en la Torre de Oscilación correspondiente (T.O.).

## RESUMEN GEOLÓGICO

Para conocer a detalle las condiciones y características geológicas del área donde se construirá la sección de túnel de la nueva línea de presión entre PB-5 y T.O. correspondiente, se realizaron recorridos de campo a lo largo del eje de la línea de conducción, con el fin de ubicar la exploración geotécnica requerida para el proyecto, obteniendo así resultados que fueran complementarios y representativos de las condiciones actuales de sitio, permitiendo elaborar el plano No. 1 que muestra una sección geomecánica del sitio de la obra.

En términos generales se puede decir que la secuencia estratigráfica en esta zona de cruce es la siguiente:

Superficialmente se detectó una toba andesítica alterada a suelo residual de color café grisáceo claro.

Los suelos residuales (Qre) presentan un alto contenido natural de agua y consistencia blanda, debido a las filtraciones de agua provenientes del canal Hector Mtz. de Meza, que inducen a una meteorización más avanzada de éstos materiales.

## SISMICIDAD

El trazo de la línea de presión, se localiza según la regionalización sísmica de la República Mexicana, en la zona B, que se caracteriza por sismos con focos someros a profundidades menores de 60 Km y magnitud del orden de 6 en la escala de Richter.

En general, la sollicitación sísmica que pudiera incidir en la obra proyectada, se puede estimar caracterizando a la estructura de acuerdo a lo siguiente:

Según su destino:	Grupo B
Según el terreno de cimentación:	Tipo I

De la clasificación anterior, se puede deducir que el coeficiente sísmico básico que se le puede asignar al área de estudio es de  $c = 0.2$ .

## TRABAJOS DE CAMPO

Como ya se mencionó, se realizaron recorridos de campo que permitieron, ubicar la exploración requerida, de tal forma, que los resultados así obtenidos, fueran complementarios y representativos de las condiciones actuales del subsuelo.

Por lo cual se programaron y realizaron cuatro sondeos, 2 someros del tipo pozo a cielo abierto que alcanzaron una profundidad máxima de 5 m y 2 sondeos de tipo mixto que se llevaron a una profundidad de 20.0 m.

La localización y profundidad de la exploración geotécnica realizada se indica a continuación:

SONDEO	UBICACIÓN	ELEV. DEL BROCAL	PROFUNDIDAD
No.	Km	m.s.n.m.	m
PCA-1	0+300	2538.40	5.0
PCA-2	0+360	2544.40	5.0
SM-1	0+370	2525.66	20.0
SM-2	0+400	2547.46	20.0

Los pozos a cielo abierto fueron excavados con pico y pala en un área de 1.5x1.5 m cada uno, las paredes de la excavación fueron verticales y hasta la profundidad máxima explorada se mostraron estables.

De los pozos se obtuvieron muestras cúbicas inalteradas a profundidad variable entre 3.0 y 5.0 m, también se obtuvieron muestras integrales por cada cambio de material.

En los sondeos mixtos se alternó la ejecución de la prueba de penetración estandar con la obtención de muestras inalteradas por medio de tubos de pared delgada tipo Shelby de 10 cm de diámetro.

Cuando, por la naturaleza del subsuelo investigado no fue posible hincar el penetrómetro estandar y obtener muestras con tubo Shelby, se procedió a realizar el muestreo por medio de barril doble giratorio en diámetro Nx.

Para obtener el grado de compactación *in situ*, se efectuaron en lugares seleccionados calas volumétricas, que permitieran definir el peso volumétrico en el lugar de los diferentes suelos encontrados.

Todas las muestras obtenidas fueron debidamente identificadas y selladas para ser enviadas a laboratorio de mecánica de suelos, donde se les efectuaron las pruebas correspondientes.

Los perfiles estratigráficos obtenidos de la exploración realizada y la sección geomecánica se muestran en el plano No.1.

## **TRABAJO DE LABORATORIO**

Las muestras obtenidas en la campaña de exploración, fueron debidamente clasificadas en campo, para posteriormente efectuarles las pruebas de laboratorio necesarias tanto índice como mecánicas.

En el caso de suelos se siguieron los lineamientos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Muestras seleccionadas fueron sometidas a ensayos mecánicos para determinar sus características de resistencia y deformación, de acuerdo al nivel o niveles de esfuerzos a que estará sometido el subsuelo por efecto de las estructuras especiales a construirse.

Las pruebas efectuadas fueron las siguientes:

- \* Clasificación visual y al tacto.
- \* Contenido natural de agua.
- \* Límites de consistencia (Líquido y Plástico).
- \* Límite de contracción.
- \* Peso volumétrico natural, seco y saturado.
- \* Granulometría por mallas.
- \* Densidad de sólidos.
- \* Triaxial no consolidada no drenada (UU).
- \* Triaxial consolidada no drenada (CU).
- \* Consolidación unidimensional.
- \* Compresión axial no confinada y módulos de elasticidad en núcleos de roca.
- \* Proctor estándar.
- \* Identificación petrográfica.
- \* Determinación del Índice de Calidad de la Roca (ICR).

En la tabla No. 8 se muestran los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas.

## ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES MECANICAS

Los resultados obtenidos en campo y laboratorio son congruentes con el panorama geológico obtenido del levantamiento superficial. En términos generales se puede decir que en el trazo de la sección de túnel, presenta las siguientes características:

La zona se define en el cruce con la carretera a Valle de Bravo, en que los suelos encontrados son de consistencia blanda y presentan una alta alteración.

El número de golpes en la prueba de penetración estándar fue de 5 golpes hasta la profundidad de 11 m, de este nivel hasta 18 m el número de golpes se incrementó hasta 20 y de ésta profundidad hasta la máxima investigada, el número de golpes fue mayor de 50.

El contenido natural de agua en ésta zona es más alto que en el resto de la línea de conducción, atribuyéndose éste incremento a la presencia del canal Hector Mtz de Meza, donde es probable que existan filtraciones de agua, condición que ha incidido en una mayor alteración de los suelos residuales y que por ende su resistencia sea más blanda.

Los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio, indican que el contenido natural de agua es en promedio de 71%, con límite líquido del orden de 79% y límite plástico de 33%. Con base en el SUCS se clasifican como arcillas de alta compresibilidad, poco arenosas, correspondiéndoles el símbolo CH.

En esta zona estará ubicado el túnel que se proyecta, el cual en los primeros 75 m se alojara en los suelos residuales y los 52 m restantes prácticamente en el contacto de los suelos residuales y la toba andesítica. Para el diseño constructivo del túnel, se consideraron los siguientes parámetros:

Peso volumétrico natural	$\gamma = 1.60 \text{ ton/m}^3$
Cohesión (suelo residual)	$c = 5.0 \text{ ton/m}^2$
Cohesión (toba)	$c = 20.0 \text{ ton/m}^2$
Angulo de fricción interna (suelo residual)	$\phi = 5^\circ$
Angulo de fricción interna (toba)	$\phi = 6^\circ$
Coefficiente de variación volumétrica (suelo residual) o toba	$m_v = 0.001 \text{ cm}^3/\text{kg}$

## DISCUSIÓN DE RESULTADOS

La tubería se desarrolla a una profundidad de 8 m en el portal de entrada y 20 m en el portal de salida y después a una profundidad de 4 m, por lo que las cargas que tendrá que soportar el revestimiento serán de importancia.

Las cargas sobre la tubería o cualquier sistema de soporte se pueden determinar mediante el conocimiento de los esfuerzos alrededor del túnel. Existen varias teorías que proporcionan el valor de los esfuerzos en la periferia de cavidades. La magnitud de los esfuerzos depende entre otros factores, de la forma de la cavidad, el estado de esfuerzos preexistentes antes de efectuar la excavación, las características mecánicas del material afectado, por la cavidad, tiempo que transcurre después de efectuar la excavación y las propias condiciones del trabajo.

Por la gama de factores que intervienen en el problema, en general, salvo en casos especiales, es de difícil solución. Existen deferentes teorías basadas en la elasticidad, plasticidad, viscoelasticidad y procedimientos empíricos que tradicionalmente se utilizan para solucionar el problema.

Las soluciones elásticas suelen usarse muy rara vez en la práctica, dado que las hipótesis consideradas como la homogeneidad, isotropía y linealidad elástica en los materiales supuestos es difícil de encontrar en las rocas y suelos. Por otro lado, la precisión que es posible esperar de las soluciones elásticas, disminuye cuando el material donde se excava el túnel es más blando.

Sin embargo con base en el análisis elástico, como una primera aproximación se calculó el valor de los esfuerzos alrededor de la cavidad, encontrándose que los esfuerzos radiales ( $\sigma_r$ ) y cortantes ( $\tau_{r\phi}$ ), tienen valores nulos en todos los puntos de las paredes del túnel ( $p=D/2$ ). El esfuerzo tangencial ( $\sigma_\phi$ ) alcanza un valor máximo de 7.1 kg/cm.

En el análisis plástico se considera que ocurre fluencia plástica, cuando la diferencia ente el esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) y el menor ( $\sigma_3$ ), es mayor o igual a dos veces la resistencia drenada ( $c_u$ ) del suelo donde se excavará el túnel, condición que se presenta en el caso particular que nos ocupa.

Con base en la teoría de plasticidad, se calculó que la presión radial ( $\sigma_r$ ) es del orden de 3.4 kg/cm<sup>2</sup>.

Dentro de los métodos empíricos y semiempíricos para el cálculo de presiones en túneles, se consideraron los métodos semiempíricos de Terzaghi, el método de Protodyakonov, de Bierbäumer y métodos que recogen

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

experiencias en túneles excavados en suelos blandos tales como las excavaciones para túneles realizados en San Francisco (E.U.) y para el metro de la Ciudad de México.

La concepción teórica de Terzaghi se fundamenta en sus propios conceptos sobre el arqueo de suelos y define la carga vertical de suelos sobre el túnel como la masa de material que tendría al caer sobre el techo de no ser soportada; con base a este criterio se calculó una carga de 1.4 kg/cm<sup>2</sup>.

El método de Protodyakonov se desarrolló prácticamente para materiales granulares y se basa también en ideas de arqueo. Este método se ha extendido a materiales cohesivos y cohesivos fricciantes manejando un coeficiente de reacción horizontal debido a la fricción y la reacción vertical, diferente al considerado para suelos granulares.

En suelos puramente cohesivos este coeficiente recibe el nombre de coeficiente de resistencia y se expresa como  $f=c/q_u$ . Con éste método el valor de la presión a ser soportada por el ademe del túnel resultó ser de 0.40 kg/cm<sup>2</sup>.

Bierbäumer supone en su teoría que la carga que actúa sobre un túnel corresponde al peso del material que queda comprendido en el interior de una parábola de altura  $h=\alpha H$ . El desarrollo matemático de la teoría tiene por objeto establecer el valor de  $\alpha$ . Los cálculos realizados basados en ésta teoría dan una presión de 2.40 kg/cm<sup>2</sup>.

En los métodos de evaluación de presiones utilizados en el diseño del metro de San Francisco E.U. y en túneles construidos en la Cuenca del Valle de México; en suelos arcillosos no se consideró ningún efecto de arqueo y la presión radial  $\sigma$  se propuso simplemente como  $\gamma \cdot z$ , en estas condiciones el valor obtenido fue de 2.9 kg/cm<sup>2</sup>.

En resumen, los resultados obtenidos fueron los siguientes:

M E T O D O	PRESIÓN DE DISEÑO (kg/cm <sup>2</sup> )
Elástico	7.30
Plástico	3.40
Empírico de Terzaghi	1.40
Protodyakonov	0.40
Bierbäumer	2.40
Experiencia en túneles de Sn. Fco. y Cuenca del Valle de Méx.	2.90

Considerando las hipótesis fundamentales de los métodos diseñados y los tipos de suelos donde usualmente son usados, además de las experiencias reales de comportamiento en suelos similares a los de interés, se seleccionó el valor de  $2.90 \text{ kg/cm}^2$  como representativo de los esfuerzos que se desarrollarán en las paredes del túnel que se proyecta.

El procedimiento constructivo para el túnel deberá estar de acuerdo con las condiciones geotécnicas prevaletientes en el sitio y consiste básicamente en hincar a presión, ayudando con excavación previa, un tubo metálico que funcionará como camisa y a su vez como revestimiento definitivo del túnel que albergará a la segunda línea de presión.

A continuación se darán los pasos constructivos que delínean el procedimiento constructivo recomendado: dichos pasos no deben considerarse como limitativos durante la construcción del túnel.

- a) - La tubería se desarrolla enterrada a una profundidad de 4.0m y en la zona del cruce tendrá una profundidad promedio de 16m, por lo que existe una zona de transición o rampa que para su construcción se recomienda se efectúen excavaciones a cielo abierto que servirán para la construcción del túnel.
- b) - La excavación a cielo abierto en el portal de entrada (Km 0+280 a Km 0+300) tendrá una altura del orden de 8m, por lo que los taludes podrán construirse con pendientes de 0.5:1 (H:V). La excavación a cielo abierto en el portal de salida con altura de 23m comprenderá del Km 0+400 a Km 0+458 de acuerdo al cadenamiento de la línea de presión y deberá efectuarse con taludes 1:1, con berma de 2m a la mitad del corte.
- c) - Para iniciar la excavación del túnel que es la primera etapa constructiva, se deberá efectuar la excavación a cielo abierto hasta alcanzar el nivel del túnel, de ésta manera se formará una excavación con taludes de inclinación de 0.5:1 en el portal de entrada y de 1:1 en el portal de salida con berma de 2.0m a la mitad del corte en el último caso; estas excavaciones eliminan la excavación de humbreras de acceso.

La profundidad máxima de excavación será de 23m aproximadamente y no se afectará el nivel freático, sin embargo se podrán tener filtraciones localizadas procedentes del canal Hector Martínez de Meza, sobre todo en el talud contigüo, por lo que se deberá tener previsto un cárcamo de bombeo para eliminar el agua subterránea y pluvial.



En la parte inferior de la excavación deberá tenerse un área no menor a 100m<sup>2</sup> (10m x 10m) que se considera la necesaria para efectuar las maniobras del hincado y colocación de la tubería del túnel. Los últimos 5.0m de profundidad podrán realizarse con talud vertical y de hecho constituirán la cubeta de la excavación, el fondo de la misma deberá protegerse con una plantilla de trabajo de 0.1m de espesor formada con arena-limosa.

- d) - Una vez que se tenga al excavación de acceso, se podrá habilitar en la superficie el primer tramo de la camisa del túnel con una longitud de 5.0m y bajarse posteriormente para ser hincado a presión.
- e) - Para hincar éste primer tramo, se requerirá de un sistema de reacción y gatos hidráulicos que aporten una carga total de 500 toneladas.
- f) - Hincado el primer tramo de 5m, se podrá efectuar la excavación del suelo interior del tubo y proceder a su rezaga.
- g) - Terminada la excavación y rezaga del material, se mirará un segundo tramo de tubería e igualmente se procederá al hincado de este segundo anillo, de tal forma que se tendrá una camisa total de 10m de longitud que funcionará como portal.
- h) - Para el hincado de los tubos subsiguientes, se realizará antes del hincado una excavación previa que deberá ser ligeramente mayor al área del tubo que funcionará como camisa, con el fin de propiciar la reducción de la adherencia del suelo con el tubo. La excavación delante del frente del tubo no deberá ser mayor de 2.5m dado que de lo contrario se tendrán problemas de cedencia en la clave y paredes de la excavación.
- i) - Esta secuencia de hincado y excavación podrá continuarse hasta una longitud de correspondiente a la mitad de lo que será el túnel (Km 0+353), ya que la longitud restante podrá ser atacada desde el otro portal con el mismo procedimiento descrito.
- j) - En el espacio anular alrededor del ademe, una vez hincada toda la tubería, se deberá inyectar una lechada de cemento, para establecer una condición homogénea en torno al túnel y reducir presiones y asentamientos.
- k) - El construir el túnel con dos frentes desde los portales, se tendrá como problema principal el posible desvío de tubería, sin embargo, la corta longitud del túnel y la excavación previa que se efectuará antes del

hincado, propiciará que ésta desviación sea reducida y en todo caso podrá absorberse por la holgura que tendrá la camisa con relación a la tubería.

- l) - Los taludes recomendados son para excavaciones temporales, una vez que se halla construido el túnel y colocada la tubería, deberá procederse al relleno de las excavaciones.
- m) - El procedimiento constructivo que se recomienda se muestra de manera gráfica en el plano No. 2.

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Las condiciones geotécnicas prevaletientes en el sitio donde se construirá la sección de túnel de la Segunda Línea de Presión PB5-T05, las cuales fueron descritas en los incisos precedentes permiten generar las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- a) - La geología en el área de estudio es uniforme sin grandes cambios litológicos y estructurales en el sentido horizontal.
- b) - El modelo geológico del sitio, está definido por un suelo residual arcilloso poco arenoso de consistencia blanda, producto de la alteración de una toba andesítica de color gris claro de consistencia blanda a medianamente firme.
- c) - El coeficiente sísmico básico que se le puede asignar al área de estudio es de  $c = 0.2$ .
- d) - Para la construcción del túnel se recomienda el procedimiento consistente en el hincado a presión de un tubo metálico de 2.5m de diámetro y 1.0 pulgada de espesor, que funcionará como camisa y a su vez como revestimiento definitivo del túnel que albergará a la tubería de la segunda línea de presión. En el plano No.2 se muestra el procedimiento constructivo recomendado.
- e) - Las excavaciones que se realizarán en el portal de entrada, deberán tener taludes 0.5:1 (H:V) y en el portal de salida 1:1 con berma de 2.0 m a la mitad de su altura.

## **4.2 Puente carretero.**

### **INTRODUCCIÓN**

De acuerdo con el proyecto geométrico de la autopista La Venta-Chamapa, se cruzará el río Hondo a la altura del Km 10+942 de su desarrollo, por lo que requiere los estudios geotécnicos necesarios para la obra que habrá de construirse en dicho cruce.

El anteproyecto de la estructura de cruce, contempla una superestructura formada por dos puentes de ancho total aproximado de 50 m y un largo de 160 m, la superestructura estará soportada por siete traveses de concreto presforzado en cada uno de los cuerpos y terraples con tierra armada en la margen izquierda.

En los párrafos siguientes se dará una descripción detallada de los trabajos realizados en el sitio de cruce, así como las conclusiones y recomendaciones que se pueden derivar en relación con el tipo de obra proyectada.

### **LOCALIZACIÓN Y ACCESO**

El sitio en estudio se localiza al poniente del área metropolitana, en las inmediaciones del límite federal D.F. - Edo. de México y cerca de la desembocadura del arroyo El Borracho sobre el río Hondo.

El acceso al sitio se puede realizar por el camino viejo a Huixquilucan Edo. de México, hasta aproximadamente 200 m aguas abajo de la desembocadura antes mencionada.

### **RESUMEN GEO-LÓGICO.**

La zona donde se localiza el cruce, resulta ser privilegiada en cuanto a la disponibilidad de material para la construcción ya que los materiales volcánicos fragmentados abundan y presentan condiciones de explotación adecuadas, por ésta razón en la zona existen innumerables sitios o frentes de explotación donde se han obtenido o se están obteniendo grava, arena o tepetate.

En relación con el río Hondo, se puede establecer en primera instancia que es de tipo consecuente, es decir, que se ha formado por procesos de erosión o socavación de acuerdo a la topografía, caracterizándose por ser una corriente juvenil.

Durante la ejecución de los trabajos de campo el arroyo mostró un tirante de agua de 0.7 m que puede aumentar en épocas de lluvia hasta alcanzar magnitudes de 3.0 m.

En el sitio de cruce la característica topográfica predominante es la diferencia en las pendientes de las márgenes del cauce, donde la margen derecha presenta una altura aproximada de 40 m con pendiente del orden de 0.5:1 (H:V), en ésta margen se realizó un corte de 18 m de altura prácticamente vertical, para alojar las vías de ferrocarril México - Toluca y el acueducto Lerma. La margen izquierda tiene un altura del orden de 28 m con pendiente aproximada de 0.2:1.

Las litologías superficiales localizadas en el sitio, son principalmente de origen piroclástico y suelos de poco transporte.

A continuación se describe cada una ellas en orden ascendente, en cuanto a su edad.

#### **Toba del Plioceno (Tt):**

Toba de composición arcillo-arenosa de color café claro con fragmentos de andesita de hasta 3 cm. La parte más superficial se encuentra alterada a arcilla en un espesor del orden de 1.5 m a partir del cual la Toba se torna de consistencia rígida o compacta en los lugares en que predomina la composición arcillosa.

En la margen derecha se detectó únicamente a 40 m hacia la izquierda del eje de trazo en corte efectuado para alojar las vías férreas, sin embargo, en la margen izquierda es el material predominante observable superficialmente.

#### **Depósito Coluvial (Qc):**

El depósito coluvial está constituido por fragmentos de roca heterogénea en cuanto a tamaño y composición, empacados en una matriz arcillo-arenosa de color café oscuro; los fragmentos de roca varían entre 2 y 0.5 cm de composición dacítica y andesítica de forma angulosa.

En el corte efectuado en la margen derecha, realizado para alojar al acueducto Lerma y ferrocarril México - Toluca, queda expuesto un afloramiento en el que puede apreciarse la litología mencionada.

Este depósito se puede apreciar en el margen izquierda en los cortes efectuados para el camino de acceso al sitio, los cortes presentan taludes prácticamente verticales y hasta 5.0 m de altura, presentándose de forma general estables, aunque se observan pequeños caídos, presenta los primeros 3.0 m superficiales alterados a arcilla con grava de consistencia blanda.

El depósito cubre a la Toba antes mencionada.

#### **Depósito Aluvial (Qal):**

Este depósito se observa en el cauce del río y lo constituyen partículas de limos, arena y grava, predomina la arena de composición feldespática de forma subredondeada.

Aproximadamente a 60 m aguas arriba del eje de cruce, el río Hondo recibe como afluente el arroyo El Borracho y en éste sitio el depósito aluvial, muestra terrazas fluviales de hasta 10 m de ancho y otras de menor extensión localizadas aguas abajo y en la margen derecha del cauce.

El escurrimiento natural del río, sobre el eje del cruce se ve afectado por la construcción de una presa de control de avenidas a base de gaviones, por lo tanto se propicia el depósito y acumulación de materiales de arrastre.

#### **SISMICIDAD**

El trazo de la línea vial, se localiza de acuerdo a la Regionalización Sísmica de la República Mexicana, en la zona denominada B, que se caracteriza por una intensidad media y por presentar focos poco profundos del orden de 60 Km y magnitudes promedio de 6 en escala de Richter.

En general, la solicitación sísmica que pudiera incidir en la obra proyectada, se puede estimar caracterizando a la estructura de acuerdo a lo siguiente:

Según su destino:	Grupo B
Según el terreno de cimentación:	Tipo I

De la clasificación anterior, se puede deducir que el coeficiente sísmico básico que se le puede asignar al área de estudio es de  $c=0.2$ .

## TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO

Para la ejecución del estudio geotécnico y establecer las condiciones y tipo del subsuelo donde se cimentará la estructura de cruce que salvará el río Hondo, se efectuó en primera instancia un recorrido de campo observando las estructuras geológicas reportadas en los estudios precedentes.

Con base en el programa geológico de la zona y con las características estructurales preliminares de los puentes, se procedió a programar y ejecutar la exploración geotécnica para conocer el perfil estratigráfico del sitio donde se construirá la estructura de cruce, de forma que dicha exploración resultará eficiente.

La exploración geotécnica consistió en cuatro sondeos, en los que se practicó la prueba de penetración estándar y se intercaló la obtención de muestras con barril doble giratorio en diámetro Nx. Las muestras obtenidas se enviaron al laboratorio donde se les efectuaron únicamente pruebas índice ya que el tipo de material explorado no permitió la obtención de muestras inalteradas.

Las pruebas de laboratorio que se les practicaron fueron las siguientes:

- Granulometrías
- Límites de Atterberg.
- Contenido natural de agua.
- Densidad de sólidos.

Los sondeos No. 1 y No. 2, se ubicaron en la zona de cruce, a 10 y 2.5 m a la izquierda de la línea del eje de trazo. Los sondeos No. 3 y No. 4, se ubicaron sobre la línea de trazo. La localización de los sondeos está definida de la siguiente manera:

SONDEO No.	Km autopista	ELEVACIÓN m.s.n.m.	OBSERVACIONES respecto al cauce
1	10+928	2472	M.D.
2	10+950	2475	M.I.
3	11+005	2488	M.I.
4	11+072	2505	M.I.
5	11+852	2510	M.D. - PCA

En el plano No. 3 se presenta la ubicación de los sondeos realizados.

## ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

En los párrafos siguientes se hará una descripción de los resultados obtenidos con los sondeos exploratorios:

SONDEO No.1, efectuado a 10 m del eje del trazo:

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION
0.00 a 1.00	Qal: Depósito aluvial constituido por limo, arena cuarzosa y grava.
1.00 a 15.00	Qc: Depósito coluvial compuesto por fragmentos de roca tamaño boleos y grava, empacados en arcilla-arenosa, alterada superficialmente a suelo arcillo-arenoso hasta una profundidad de 3.0 m.

Se detectó el nivel de agua fríatica a la profundidad de 1.0m.

SONDEO No. 2

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION
0.00 a 1.00	Qal: Depósito aluvial constituido por limo, arena cuarzosa y grava.
1.00 a 8.30	Qc: Depósito coluvial compuesto por fragmentos de roca tamaño boleos y grava, empacados en arcilla-arenosa, alterada superficialmente a suelo arcillo arenosa hasta una profundidad de 2.0 m.
8.30 a 15.00	Tt: Toba de composición arcillo arenosa, con fragmentos de andesita tamaño grava.

Se detectó el nivel de agua fríatica a la profundidad de 2.0m.

**SONDEO No. 3**

<b>PROFUNDIDAD (m)</b>	<b>DESCRIPCION</b>
0.00 a 10.50	Tt: Toba de composición arcillo arenosa, con fragmentos de roca andesítica tamaño grava; superficialmente se presenta muy alterada hasta la profundidad de 2.6m.
10.50 a 15.00	Tb: Aglomerado volcánico de composición andesítica; fragmentos de roca empacados en arena firme color gris.

Se detectó el nivel de agua fríasica a la profundidad de 6.7m.

**SONDEO No. 4**

<b>PROFUNDIDAD (m)</b>	<b>DESCRIPCION</b>
0.00 a 15.6	Tt: Toba de composición arcillo-arenosa con fragmentos de roca andesítica tamaño grava; superficialmente se presenta alterada hasta una profundidad de 2.0m.

Se detectó el nivel de agua fríasica a la profundidad de 14.0m.

**POZO A CIELO ABIERTO**

<b>PROFUNDIDAD (m)</b>	<b>DESCRIPCION</b>
0.00 a 1.56	Tt: Toba de composición arcillo-arenosa con fragmentos de roca andesítica tamaño grava; superficialmente se presenta alterada hasta una profundidad de 2.0m.

Se detectó el nivel de agua fríasica a la profundidad de 1.40m.

En el plano No. 3 se presenta el perfil geomecánico a lo largo del eje de trazo, perfil que fue inferido tanto de los resultados obtenidos de la exploración mecánica como del recorrido de campo superficial.

De forma general se puede decir que el depósito coluvial (Qc) detectado en la margen derecha, presenta superficialmente una resistencia a la penetración de 5 golpes, durante la ejecución de la prueba de penetración



estandar, a partir de ésta profundidad la resistencia del material se incrementa notablemente de forma que el penetrómetro no puede ser hincado aún con mas de 50 golpes. La matriz de éste depósito que envuelve a los fragmentos de roca presenta un límite líquido de 42% con un índice plástico de 26%, por lo que puede clasificarse como CL, característico de arcillas de plasticidad media; la humedad promedio es de 25% con peso específico relativo de sólidos de 2.53.

La Toba arcillosa (Tt) presenta una consistencia muy rígida y los finos en promedio presentan un límite de 49% con índice plástico de 32%, lo que los clasifica como arcillas de plasticidad media.

Aproximadamente en los primeros 2 m de penetración arroja una resistencia menor de 10 golpes por cada 30 cm de penetración; a mayor profundidad ésta resistencia se incrementa notablemente en coincidencia con su menor alteración y la oposición de arena y/o grava muy fuertemente cementada dando como resultado una alta compacidad.

El aglomerado volcánico (Tb) de composición andesítica, únicamente se detectó en la margen izquierda con el sondeo No.3; en núcleos recuperados se pueden inferir que los fragmentos de roca que lo constituyen tienen diámetros mayores a 1.5 m, por otra parte de acuerdo al tipo de material de lavado que se obtuvo en la perforación, se puede decir, que éstos fragmentos están empacados en una matriz arenosa, lo que le da una alta compacidad.

## **DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

Para resolver el cruce con el río Hondo, de acuerdo con el anteproyecto estructural, se ha planteado la alternativa de una superestructura formada por cuatro tramos de 35 m de claro y uno de 24 m apoyados sobre siete traveses de concreto presforzado tanto el cuerpo izquierdo como el cuerpo derecho, con un ancho total de 24.5 m. Los estribos No. 1 y No. 6, se localizarán en los Km 10+856.7 y Km 11+023.3 respectivamente, descargarán al terreno de cimentación 490 ton cada uno. Las pilas No.2, 3, 4 y 5, se proyecta colocarlas en los Kms 10+881.0, 10+916.6, 10+952.3 y 10+987.9 transmitiendo una descarga de 980 ton al terreno de cimentación.

El terreno de cimentación estará constituido en la margen derecha por el depósito coluvial (Qc) y la margen izquierda por la toba arcillo-arenosa (Tt). Ambos materiales se encuentran superficialmente muy alterados en los primeros 3.0 m de espesor, la prueba de penetración estandar, arroja valores menores de 10 golpes.

A partir de la profundidad mencionada, ambos materiales se muestran muy compactos y para fines de estimación de la capacidad de carga admisible, es menester invadir los campos de la mecánica de rocas. Desde éste punto de

vista se puede afirmar que de acuerdo al índice de calidad de los núcleos de roca, la capacidad de carga admisible es del orden de 79 ton/m<sup>2</sup>.

Lo anterior se considera válido si el nivel de desplante se realiza como mínimo a 5.0 m de profundidad a partir del terreno natural actual.

En el cauce propiamente dicho, es de esperarse que el perfil de socavación pueda alcanzar profundidades hasta de 5.0 m por lo que el nivel de desplante de las pilas deberá situarse como mínimo a 7.0 m de profundidad medidas a partir del nivel del terreno natural actual y se podrá considerar la misma capacidad de carga recomendada para ambas márgenes.

La máxima presión transmitida debida a cargas excéntricas que incluyen cargas vivas, peso propio más cargas laterales permanentes, no deberán rebasar el valor de la capacidad de carga admisible recomendada (70 Ton/m<sup>2</sup>); puede transmitirse un exceso de un tercio sobre la presión admisible para cargas vivas transitorias de viento o sismo. Por cada metro de profundidad adicional bajo al nivel de desplante recomendado, podrá incrementarse la capacidad de carga en un 5%.

Se debe hacer hincapié, en que el desplante deberá efectuarse sobre el mismo material, en el caso de que al efectuar la excavación que alojará el cimiento se detecten materiales diferentes, ésta deberá profundizarse hasta que el desplante pueda efectuarse en un solo material; en éste caso se deberá realizar una inspección geotécnica para definir el nivel de desplante más conveniente de acuerdo a las condiciones físicas encontradas en el sitio y el diagnóstico que resulte de la revisión estructural del puente.

Se ha mencionado que el apoyo del puente en la margen derecha, se ha proyectado sobre el talud constituido por material coluvial, en el que se han efectuado cortes para dar cabida a vías férreas y un acueducto. De acuerdo a análisis efectuados, el talud en las condiciones actuales, muestra condiciones de estabilidad crítica, con factores de seguridad contra deslizamiento cercanos a la unidad.

Es evidente que al recibir las descargas originadas por el puente, los factores de seguridad contra deslizamiento disminuyan drásticamente, ocasionando condiciones de inestabilidad a corto y largo plazo.

Para garantizar que el talud mencionado se conserve estable e inclusive aumentar el factor de seguridad contra deslizamiento, es menester hacerle modificaciones geométricas al corte o bien efectuar trabajos de tratamiento del macizo rocoso, que permitan aumentar el factor de seguridad contra falla.

En primera instancia, se podría pensar en la implementación de un sistema de anclaje en la masa rocosa para producir fuerzas de compresión que mejoren sus características mecánicas y de ésta forma aumentar las fuerzas "resistentes" al deslizamiento, lo anterior es factible desde el punto de vista técnico, pero por las condiciones físicas del material, se piensa que el procedimiento constructivo resultaría ostentoso al dificultarse la ejecución de las perforaciones necesarias para alojar las anclas, dado que éstas estarían alojadas en barrenos horizontales de gran longitud y sobre todo practicados en conglomerados.

Otro enfoque que permite alojar las condiciones de estabilidad del talud, es la disminución de las fuerzas "actuales", es decir, aquellas que favorecen el deslizamiento de la masa rocosa, desde éste punto de vista el eliminar peso al talud por medio de cortes efectuados en lugares convenientes, parece ser una solución satisfactoria desde el punto de vista práctico, siempre y cuando se drene adecuadamente el agua superficial y se garantice que no se acumule agua en las excavaciones.

Regresando con los sistemas de estabilización del corte, a nuestro juicio es conveniente adoptar el segundo criterio, dado que únicamente se tiene mayor volumen de movimiento de tierra; por otro lado, no hay que pasar desapercibido el hecho del tiempo disponible para la ejecución de la obra, dado que cualquier método de estabilización o tratamiento del macizo rocosa, implicaría mayor dilatación.

En la figura No. 22 se presenta un esquema de los cortes que se recomiendan efectuar para desplantar la pila y el estribo del puente y al mismo tiempo garantizar la estabilidad del talud. Los taludes de las excavaciones deberán ser protegidos contra los agentes de intemperismo colocando una capa de concreto lanzado, la cual deberá estar prevista de drenes para el subdrenaje del corte; adicionalmente se deben diseñar obras complementarias de drenaje superficial para el desalajo adecuado del agua pluvial, como son cunetas y contracunetas.

Con referencia al empuje de tierras en reposo a considerar en los estribos que funcionarán como muros de retención, se recomienda considerar para su diseño, una distribución de presiones con ley triangular, partiendo de cero en la superficie y creciendo con la profundidad a razón de 0.5 ton/m<sup>2</sup> por metro.

En el cálculo de la estabilidad contra deslizamiento deberá considerarse un coeficiente de fricción entre la base del cimiento y el suelo de desplante igual a 0.67.

La construcción de la cimentación del puente contempla excavaciones de 7.0 m, que se verán afectadas por filtraciones provenientes del propio río e interceptarán además el flujo subterráneo existente. Por la profundidad de las excavaciones que deben efectuarse y el efecto que sobre la estabilidad de las paredes inducirán por un lado el peso del ferrocarril México-Toluca y por el tránsito vehicular de la carretera Huixquilucan-Río Hondo, además de

la maquinaria y equipo de construcción necesario para la excavación, es necesario un soporte que garantice la estabilidad general de la excavación. Se recomienda por lo tanto realizar obras de ademado provisional para garantizar la estabilidad de las paredes durante el tiempo necesario para la construcción.

Las paredes de las excavaciones, deberán ser revestidas con tablas horizontales que se irán añadiendo a medida que la excavación progrese; también según la profundidad aumente, deberán afirmarse los elementos verticales con puntales de acero o madera, colocados transversalmente a la excavación apoyados en largueros longitudinales.

La selección del tipo de estructura de retención, obedece a la necesidad de tener paredes totalmente revestidas para disminuir filtraciones a través de ellas, además de que éste tipo de ademe reduce el paso del agua subterránea hacia la excavación.

La longitud de tramos de excavación estará condicionada principalmente por el volumen de agua subterránea que hay que desalojar; se ha estimado que el gasto de bombeo será del orden de 100 lts/minuto por metro de excavación en sentido longitudinal.

El tipo de ademe deberá ajustarse y diseñarse de acuerdo a las solicitudes a las que va a estar sometida, las cuales se indican en la figura No. 23

Para el caso de la pila No. 2 (Km 10+916), se debe hacer hincapié en el que el "Ladero" correspondiente a la línea de ferrocarril, deberá ser cancelado durante el tiempo de construcción de la cimentación. La excavación que alojara el cimiento, podrá efectuarse con taludes verticales y se deberán realizar las obras de ademado provisional mencionadas en párrafos anteriores.

Por la ubicación en que se ha colocado la pila No. 3 (Km 10+951), estará afectado por el flujo del agua del río, por lo que se recomienda sea protegido con enrocamiento y para ello podrá utilizarse los fragmentos de roca obtenidos al realizar los cortes recomendados en el talud de la margen derecha. En la figura No. 23 se muestra un croquis del tipo de protección mencionado.

Si por las condiciones topográficas o presencia del material resistente del sitio donde se construya una pila o estribo, resulta que el nivel de desplante sea variable en el sentido longitudinal de la cimentación, la profundidad de desplante mínima deberá ser de 3.0 m a partir del nivel del terreno natural actual a fin de eliminar el material superficial suelto. Si el material suelto tuviera mayor espesor, se eliminará totalmente hasta detectar el material resistente y se rellenará la excavación con concreto ciclópeo hasta la elevación del desplante proyectado; se restituirá el nivel del terreno natural con el material producto de la excavación. En las zonas en el que el nivel de desplante de fondo (DF)

resulte menor de 5.0 m medidos a partir del nivel del terreno natural actual, deberá protegerse con enrocamiento similar al mostrado en la figura 23.

Como ya se mencionó, en la margen derecha se tiene el acueducto Lerma, una de las principales fuentes de suministro de agua potable a la ciudad de México y por lo consiguiente el procedimiento constructivo del puente deberá tomarlo en cuenta a fin de que no se le ocasione ningún deterioro que pueda afectar su operación.

Desde éste punto de vista se recomienda colocar una estructura de protección para el acueducto, a fin de que éste quede resguardado contra cualquier derrumbe o caídos que puedan presentarse durante la excavación de las bermas de la margen derecha, es evidente que la colocación de la estructura de protección (losa y relleno en la clave o cajón) debe colocarse antes de iniciar cualquier actividad de excavación en la zona del acueducto y naturalmente el procedimiento de construcción debe prever que en la zona del acueducto se tenga la menor circulación de equipo pesado de construcción, por ésta razón es conveniente que la excavación de las bermas se inicien desde la parte superior evitando que haya caídos hacia la zona del acueducto.

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Con base en la información expuesta en párrafos anteriores, en forma sucinta se presentan las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- a) - El trazo de la autopista La Venta - Chamapa, se ubica en la zona poniente del área metropolitana y tendrá como finalidad intercomunicar a las carreteras, México - Toluca y Naucalpa - Toluca.
- b) - De acuerdo con el proyecto geométrico, el cruce de la autopista con el río Hondo será a la altura del Km 10+942 de su desarrollo.
- c) - El río Hondo presenta una corriente fluvial tipo dendrítico.
- d) - En la zona donde se localiza el camino, abundan los materiales volcánicos óptimos para la construcción, por lo que no se tendrán problemas en cuanto a las distancias de acarreo.
- e) - De acuerdo a la localización sísmica del sitio en estudio y características de la obra, se puede deducir que el coeficiente sísmico básico que se le puede asignar al área de estudio es de  $c = 0.2$ .

- f) - En el sitio de cruce la característica predominante es la diferencia en la pendiente de las márgenes del cauce, donde la margen derecha presenta una altura aproximada de 40 m con pendiente del orden de 0.5:1, mientras que la margen izquierda con altura del orden de 30 m, tiene una pendiente de 0.2:1.
- g) - En términos generales se puede decir que la margen derecha está constituida por depósito coluvial donde se observan fragmentos de roca desde 0.5 a 2 cm de diámetro de naturaleza dacítica y andesítica empaçados en una matriz arcillo - arenosa.

La margen izquierda está formada principalmente por Toba arcillo-arenosa (Tt) de color café claro con fragmentos de andesita; subyaciendo a la toba se detectó aglomerado volcánico de composición andesítica (Tb) empaçado en una arena compacta de color gris.

- h) - En el lecho del actual cauce y cubriendo al depósito coluvial (Qc), se detectó un suelo aluvial constituido por limo, arena y grava, con espesor promedio de 1.5 m.
- i) - Se recomienda efectuar cortes escalonados en la margen derecha con el objeto de aligerar los esfuerzos actuantes sobre el talud. Se deberá garantizar un drenaje adecuado del talud y protegerlo contra el intemperismo.
- j) - Se recomienda proteger el acueducto Lerma contra cualquier derrumbe o caída producto de la construcción del puente.
- k) - En el caso de que el nivel de desplante (Df), coincidiera con la presencia de materiales diferentes, éste deberá profundizarse hasta que pueda apoyarse en un solo tipo de material. Para definir el nivel de desplante adecuado se deberá realizar una inspección geotécnica del sitio de desplante en particular y se realizará la revisión estructural del puente a fin de que se garantice su estabilidad.
- l) - El apoyo en el talud de la margen derecha se realizará de acuerdo a las indicaciones que se presentan en la figura No. 22, consistentes en efectuar cortes que aligeren los esfuerzos actuantes sobre el talud. Se deberá garantizar el drenaje adecuado del talud y se protegerá colocando una capa de concreto lanzado.
- m) - El perfil de socavación del cauce puede alcanzar profundidades hasta de 5.0 m, por lo que el nivel de desplante en ésta zona deberá ser como mínimo de 7.0 m de profundidad medidos a partir del terreno natural actual.

- n) - La capacidad de carga admisible de la toba arcillo - arenosa (Tt) y del depósito coluvial (Qc) es de 70 ton/m<sup>2</sup>; en estas condiciones las cimentaciones proyectadas no experimentarán asentamientos mayores de 1.0 cm.
- ñ) - La máxima presión transmitida a cargas excéntricas que incluyen cargas vivas y el peso propio más cargas laterales permanentes, no deberá rebasar el valor de la capacidad de carga admisible recomendada, puede permitirse un exceso de un tercio (1/3) sobre la presión admisible para cargas vivas transitorias de viento o sismo. Por cada metro de profundidad adicional bajo al nivel de desplante recomendado se podrá incrementar la capacidad de carga en 5%.
- o) - El relleno de tierra armada proyectado en la margen izquierda no deberá transmitir al terreno natural una presión efectiva que exceda 70 ton/m<sup>2</sup>. Se deberá implementar drenaje adecuado en el relleno de tierra armada a fin de que no se propicie la acumulación de agua que pueda ser perjudicial a la estabilidad del talud natural. Para las condiciones mencionadas se considera que el talud es estable con factores de seguridad contra deslizamiento mayores de 1.5
- p) - Para garantizar la estabilidad de las excavaciones que se realizarán para alojar las cimentaciones, se deberá recurrir a la utilización de ademes, los cuales se colocarán conforme avance la excavación. El ademe deberá interceptar el agua subterránea para minimizar las filtraciones a la excavación. El manejo del agua fríatica deberá complementarse con equipo de bombeo convencional. No se prevee falla de foudo o problemas de ebullición.
- q) - La pila No. 3 deberá ser protegida con enrocamiento y para ello se podrán utilizar los fragmentos de roca obtenidos al efectuar los cortes recomendados en el talud de la margen derecha.
- r) - En las zonas de las pilas No. 2 y 3, en que el nivel de desplante (Df) resulte menor de 5 m medidos a partir del terreno natural actual, deberá protegerse con enrocamiento similar al mostrado en las figura No.23.
- s) - Para protección del acueducto se recomienda en primera instancia, colocar una estructura tal que lo resguarde de cualquier derrumbe o caída producto de la excavación de bermas y en segundo término evitar cualquier circulación de equipo pesado de construcción en la zona del acueducto.

### **4.3 Presa.**

En primera instancia se efectuó, como era de esperarse, un estudio geológico regional de la cuenca del río La Laja y posteriormente un estudio geológico de detalle del sitio que albergará la obra hidráulica. Finalmente se llevó a cabo un estudio geotécnico basado en los estudios antes mencionados, siendo éste último el considerado como ejemplo práctico y que a continuación se desarrolla.

#### **OBJETIVOS.**

El proyecto de la Presa de almacenamiento denominada "La Laja" Edo. de Guerrero, forma parte de un programa de suministro de agua potable al complejo turístico de Ixtapa - Zihuatanejo. En los siguientes incisos se dará un resumen de las actividades geológicas y geotécnicas realizadas, información básica que permitirá definir la factibilidad de la obra, así como también las recomendaciones geotécnicas generales para el buen desarrollo del proyecto de la Presa.

#### **DATOS GENERALES.**

La cuenca del río La Laja se localiza al noreste de la ciudad de Zihuatanejo Guerrero, geográficamente queda enmarcada aproximadamente entre los meridianos de longitud oeste  $101^{\circ} 12'$  y  $101^{\circ} 37'$  y entre las latitudes norte  $17^{\circ} 40'$  y  $18^{\circ} 04'$ .

El acceso a la cuenca en estudio se realiza por la carretera federal No. 200, que comunica a las ciudades de Lázaro Cárdenas con Zihuatanejo; de éste último poblado se recorren aproximadamente 14km hasta el entronque con la carretera federal No.134, que comunica con ciudad Altamirano; un kilómetro antes del entronque con la carretera federal No. 134, se localiza el puente "La Salitrera" que cruza al río Ixtapa, sitio en el cual finaliza la cuenca del río La Laja en estudio.

El acceso y ubicación de la presa proyectada, se realiza por la carretera federal No. 134, a la altura del poblado "Las Mesillas" aproximadamente a 20 Km del entronque ya mencionado, se continúa en desviación izquierda sobre camino de brecha hasta el río La Laja en un recorrido aproximado de 2.5 Km; a un kilómetro aguas arriba se localiza el sitio de boquilla de la Presa de Almacenamiento.



Actualmente la presa Almacenadora "La Laja" se encuentra en etapa de estudio y aún no existe una definición sobre el tipo específico de infraestructura; la energía eléctrica se podrá obtener del poblado Las Mesillas a 2.5 Km del sitio de boquilla.

Los datos característicos de la cuenca del río La Laja y presa la "La Laja", son los siguientes:

#### CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA DEL RÍO LA LAJA

* Región Hidrológica No.	19
* Área (Km <sup>2</sup> )	824.3
* Escurrimento Medio Anual Deducido (miles de m <sup>3</sup> )	180,738
* Gasto Máximo Anual Observado (m <sup>3</sup> /s)	2,332
* Pico de la Avenida de Diseño Con Tr = 10,000 (m <sup>3</sup> /s)	6,083
* Volumen de la Avenida de Diseño con Tr = 10,000 (miles de m <sup>3</sup> )	223,536

#### CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA "LA LAJA"

* Área subcuenca (zona de boquilla-Km <sup>2</sup> )	654.2
* Coeficiente de escurrimento (%)	20
* Capacidad total (miles de m <sup>3</sup> )	32'318
* Capacidad de azolves (miles de m <sup>3</sup> )	9'200
* Capacidad útil (miles de m <sup>3</sup> )	10'135
* Superalmacenamiento (miles de m <sup>3</sup> )	12'983
* Gasto de obra de toma (l.p.s.)	650
* Gasto de obra de excedencias (m <sup>3</sup> /s)	5'560
* Elevación de corona (m.s.n.m.)	240.65
* Elevación de NAME (m.s.n.m.)	238.15
* Elevación de NAMO (m.s.n.m.)	230.80
* Elevación de obra de toma (m.s.n.m.)	223.20
* Elevación del cauce (m.s.n.m.)	200.00

Ante la necesidad de contar con información geotécnica confiable de la zona de la boquilla y vaso de almacenamiento que confirmará la factibilidad del sitio, se llevó a cabo una exploración mecánica basada en los resultados geológicos del levantamiento a detalle de la boquilla y vaso de la obra hidráulica.

## RESUMEN GEOLÓGICO

De acuerdo con la división fisiográfica hecha por Erwin Raisz en 1964, la cuenca del río La Laja queda incluida en la provincia fisiográfica de la Sierra Madre del Sur (SMS) y subprovincia Cuenca Balsas - Mezcala, específicamente entre los límites del flanco sur de la S.M.S. y la Planicie Costera; la cuenca Balsas - Mezcala que pertenece a la vertiente del Océano Pacífico, se encuentra drenada por los ríos Coyuca, Atoyac, Tecpac, San Luis, Coyuquilla, Petatlán, San Jeronimito, Ixtapa y La Unión, que drenan directamente hacia el Océano; en su conjunto configuran un arreglo general de drenaje bien integrado en patrones paralelos, subparalelos y dendríticos.

Con respecto a la cuenca del río Ixtapa de la cual forma parte el río La Laja, se caracteriza por presentar en su porción septentrional, relieve de zonas montañosas con cañones profundos, en la porción meridional presenta lomeríos altos y abruptos y en la porción cercana a la costa presenta lomeríos bajos a suaves con zonas de inundación y desarrollo de franjas litorales.

Los escurrimientos superficiales provenientes de las partes altas de las montañas, se integran en el arroyo conocido como arroyo Real; al incorporársele el arroyo San Antonio a la altura del poblado Vallecitos de Zaragoza, toma el nombre de río Verde, con el cual continúa hasta la incorporación del arroyo El Zapote en las inmediaciones del poblado Plan de Hernández, lugar en el cual cambia su nombre a río La Laja; fluye con éste nombre hasta que se le incorpora el arroyo Calabazal, en la porción baja de la Sierra e inmediaciones a la planicie costera; por último y hasta su desembocadura, lleva el nombre de río Ixtapa. La orientación preferencial del escurrimiento es NE - SW, definido por un patrón de escurrimiento de tipo subparalelo.

## SISMICIDAD

De acuerdo a la Regionalización Sísmica de la República Mexicana, la cuenca en estudio se encuentra enclavada en la región denominada como D, tipificada como la de mayor intensidad sísmica y donde los sismos presentan focos poco profundos.

En general, la sollicitación sísmica que pudiera incidir en la obra de la cortina y estructuras complementarias de la presa "La Laja", se puede estimar caracterizando las estructuras de acuerdo a lo siguiente:

Según su destino:	Tipo A
Según el terreno de cimentación:	Grupo 1

De la clasificación anterior, se puede deducir que el coeficiente sísmico básico que se le puede asignar al área de estudio es de  $c = 0.7$ .

## BOQUILLA

El eje de boquilla propuesto presenta una orientación de NW 78 SE, con una altura de 42m y longitud de corona de 260m, localizado sobre laderas prácticamente simétricas.

Litológicamente se encuentra conformado por roca metandesita - Ki (Mv) - poco alterada en las laderas y prácticamente sana en el cauce; las laderas de la garganta presentan taludes promedios del orden de 0.5:1, la roca metandesítica se encuentra meteorizada superficialmente en un espesor de 2.0 m y cubierta por depósitos de talud - Qt - del orden de 3.0 m de espesor; el depósito de talud ésta constituido principalmente por arcilla arenosa con grava y fragmentos de metandesita muy alterada, presenta un color café rojizo claro y una consistencia firme; ocasionalmente se observan caídos de hasta 13 m por lado.

Los afloramientos de roca metandesita observados en el cauce, llegan a presentar pequeños cuerpos aislados de apariencia migmatítica diorítica, probablemente originados a partir de la zona de transición migmatítica causada por la intrusión granodiorítica regional ya comentada.

La zona de boquilla está configurada estructuralmente por dos alineamientos preferenciales, uno en dirección NW sellado por diques básicos y sílice y otro de fallas de corrimiento lateral en dirección NNE y NNW; el río La Laja fluye a través de éste patrón estructural originando una garganta curva y estrecha.

Un detalle estructural sobresaliente es el alineamiento NE 80° SW con una inclinación casi horizontal y la característica más sobresaliente es su abertura máxima de 30 cm observada en la margen derecha de la boquilla y por la que se llegan a observar cristales de sílice; cabe mencionar que éste fracturamiento funcionó como plano de debilidad del bloque caído de la falla normal observada aguas arriba (anomalía topográfica) aunado a lo anterior y para fines constructivos, se puede decir que dicho fracturamiento presenta un comportamiento con tendencia a cerrarse a medida que la fractura penetra la ladera.

En el cauce del río se han formado depósitos fluviales de poco espesor, éstos depósitos se pueden observar frecuentemente cubiertos por un tirante de agua que en época de estiaje tiene un mínimo de 0.5 m; el depósito se encuentra constituido por grava gruesa a fina con boleos subredondeados de metandesita y granodiorita empacados en una matriz areno limosa de color café claro - Q (fl) -.

En las márgenes del cauce y cubriendo parcialmente los afloramientos metadesíticos, se han formado terrazas fluviales de extensión y espesor variable - Q<sub>tf</sub> -, constituidos por arcilla arenosa con grava color café claro.

Aunado a lo anterior se puede decir que los sismos que se llegaron a registrar en el área de interés, quedarían en gran medida absorbidos por el basamento rocoso, que en éste caso particular es la intrusión granodiorítica ya mencionada.

Para fines constructivos de la Presa proyectada, se sugiere como medida preventiva, colocar una estación sismológica que registre antes, durante y posteriormente a la construcción de la presa, los reflejos sísmicos de la región.

## VASO DE ALMACENAMIENTO

El levantamiento geológico del vaso consistió básicamente en recorridos de campo dentro del área afectada, poniendo especial énfasis en los aspectos geotécnicos que pudieran generar inconvenientes a mediano y largo plazo.

De forma general se puede decir que litológicamente la zona de vaso está conformada por roca metadesita Kí(Mv) bastante competente, presenta fracturamiento muy cerrado y/o sellado por sílice o diques básicos, localmente gradúa a metabrechas por lo que se infiere ligeros cambios durante el régimen de vulcanismo. Se puede decir que la roca presenta una resistencia media a alta con una permeabilidad baja y porosidad muy baja, lo que le da un grado adecuado de confiabilidad para los fines que se persiguen.

La roca metadesita afectada por metamorfismo regional incipiente a bajo grado y de contacto, presenta una textura macroscópica relicta blastoporfidítica, color verde grisáceo oscuro y gris pardusco al intemperismo; se observan minerales de feldspatos, anfíboles, clorita secundaria y vetillas de pirita, microscópicamente presenta textura granoblástica compuesta por oligoclasa, ortoclasa, hornblenda ocasionalmente cloritizada y poco deformada, cuarzo y alteración de clorita y sericita (ver anexo No. 1).

Cerca de la intersección del arroyo El Zapote con el río La Laja, zona norte del vaso, se tiene la presencia de un intrusivo granodiorítico -Teo (Gd)- de textura holocristalina granular, en el que se observan macroscópicamente minerales de plagioclasa, cuarzo, biotita y hornblenda, presenta un color blanco a gris rosado claro moteado.

Debido a la cercanía del intrusivo granodiorítico en el límite norte del vaso, las características geomecánicas de la metadesita son variables, en las proximidades al contacto litológico el color de la roca es verde grisáceo oscuro intenso, la estructura de la roca es densa, por lo que la porosidad es prácticamente nula, la permeabilidad muy baja y la resistencia muy alta; en dirección aguas abajo desde esta zona, las características de la metadesita varían a resistencia alta y permeabilidad baja.

Es conveniente resaltar la recristalización que han sufrido las zonas de falla y fracturas detectadas en el cauce y la presencia de pequeños cuerpos generalmente aislados de apariencia migmatítica diorítica de color verde grisáceo oscuro (transición migmatítica).

En las zonas de falla la roca se presenta con mayor grado de recristalización y muy resistente, de color café claro rojizo.

Un detalle geomorfológico localizado aproximadamente a 0.5 Km aguas arriba del sitio de boquilla y margen derecha del cauce, consiste en dos desniveles topográficos originados por los sistemas de fallas normales y fracturas que afectan al área de embalse y que a la vez forman parte del sistema estructural regional.

La alineación preferencial de éstos desniveles es NE 76° SW con una inclinación de 86° SE; en la figura No. 24 se presenta un perfil transversal a las mismas.

Un último alineamiento observado en la zona del vaso y que no es muy frecuente, es el que presenta una orientación NE 80° SW con una inclinación prácticamente horizontal, éste fracturamiento se observa cerrado.

La roca metandesita que conforma las laderas del vaso, presenta alteración a suelo residual de espesor variable entre 0.20 m a 1.0 m, la roca se encuentra cubierta por un depósito de talud de hasta 4.0 m de espesor, constituido por una mezcla de arcilla arenosa con grava angulosa de metandesita color café rojizo claro. Ocasionalmente se observan en las laderas bloques de metandesita de hasta 15 m por lado.

En los márgenes del cauce se han formado terrazas fluviales constituidas principalmente por arena gruesa a fina, grava fina subredondeada, bolees y fragmentos de roca, empacados en finos arcillosos no consolidados; éste depósito se encuentra rellenando las planicies intermontanas de la zona en estudio.

El cauce propiamente dicho, está constituido por bolees y grava subredondeada a redondeada de granodiorita y metandesita principalmente, empacados en una matriz de arena gruesa a fina de cuarzo y minerales ferrosos de color café claro.

Con respecto al espesor esperado para éstos depósitos, se puede decir que el fluvial es de poca magnitud, ya que es frecuente encontrar afloramientos de metandesita en el cauce; con respecto al aluvial se le infiere un espesor no mayor de 5 m.

## TRABAJO DE CAMPO.

Para conocer el perfil litoestratigráfico en el sitio de boquilla y posible zona de puerto, se realizaron un total de 6 sondeos profundos. Las exploraciones se efectuaron con máquina rotatoria y se utilizó como herramienta de avance barril doble giratorio en diámetro Nx.

El muestreo de la roca se realizó en forma continua y se efectuaron pruebas de permeabilidad Lugeon en tramos de 5.0m a medida que se avanzaba en la exploración; en algunos casos la longitud del tramo ensayado de permeabilidad, varió de acuerdo al fracturamiento de la roca. Como complemento a la exploración con sondeos mecánicos se excavaron 5 pozos a cielo abierto, de profundidad variable entre 3.2m y 3.5m. Las excavaciones se realizaron con pico y pala en los suelos residuales y depósitos de talud; en la roca meteorizada se utilizaron barretas, cuñas y marros.

A continuación se indican en forma tabulada los sondeos realizados:

Sondeo Tipo	Ubicación (Sitio)	Est. (km)	Elevación (m.a.s.n.m)	Int. (°)	long. (m)
S.Mecánico-1	M.D.Boquilla	0+321	223.53	0°	30
S.Mecánico-2	M.I.Boquilla	0+129	225.10	0°	30
S.Mecánico-3	M.I.Boquilla	0+093	249.50	30AA	35
S.Mecánico-4	Cauce	0+221	200.00	0°	30
S.Mecánico-5	M.D.Boquilla	0+383	241.50	0°	30
S.Mecánico-6	Puerto	..	251.00	45AA	40
PCA-1	M.D.Boquilla	0+342	231.50	..	3.3
PCA-2	M.I.Boquilla	0+280	213.50	..	3.2
PCA-3	M.I.Boquilla	0+151	212.50	..	3.5
PCA-4	Puerto	0+118	233.50	..	3.5
PCA-5	Puerto	..	250.00	..	3.5

Donde:

M.D : Margen derecha; M.I : Margen izquierda; AA : Inclinación hacia aguas arriba y perpendicular al eje;

PCA : Pozo a Cielo Abierto

En el plano No. 4 se presenta un perfil geomecánico por el eje topográfico. Los resultados obtenidos con los sondeos realizados son los siguientes:

Sondeo No. 1; ubicación Km 0+31, elevación de brocal 223.53 m M/D; vertical

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION LITOLÓGICA	OBSERVACIONES UL=U. Lugeon k=Permeabilidad q <sub>u</sub> =comp. simple(kg/cm <sup>2</sup> )
--------------------	---------------------------	---

0.0 a 1.2	Depósito de talud: arcilla arenosa café rojizo con gravas y fragmentos pequeños de roca, de consistencia firme a dura.	
1.2 a 29.5	Metandesita: roca andesita poco metamorfizada no foliada (Rmn) de textura granoblástica y color verde grisáceo oscuro; en los primeros 8 m presenta un índice de calidad de mala a buena y hasta el fin del sondeo de regular a excelente; presenta una resistencia baja a media, con módulo relativo de bajo a medio.	.-hasta 8.9 m bronqueamiento a baja presión; q <sub>u</sub> =685. .-de 8.9 a 12 m UL = 1.34, escurrimiento laminar; q <sub>u</sub> =515. .-hasta F.S. UL promedio = 0.55, taponamiento a alta presión, q <sub>u</sub> promedio = 600.

Sondeo No. 2; ubicación Km 0+129, elevación de brocal 225.1 m M/I; vertical

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION LITOLÓGICA	OBSERVACIONES UL=U. Lugeon k=Permeabilidad q <sub>u</sub> =comp. simple (kg/cm <sup>2</sup> )
--------------------	---------------------------	--

0.0 a 3.6	Depósito de talud: arcilla arenosa café rojizo con gravas y fragmentos pequeños de roca, de consistencia firme.	
3.6 a 30.0	Metandesita: roca andesita poco metamorfizada no foliada (Rmn) de textura granoblástica color verde grisáceo oscuro; presenta los primeros 6.5 m un índice de muy mala calidad, de 6.5 a 11 m de regular a buena calidad y hasta el fin del sondeo de buena a excelente calidad; presenta una resistencia media con módulo relativo medio a bajo.	.-hasta 5.0 m k = 2.64x10 <sup>-4</sup> permeabilidad baja. .-de 5.0 a 11 m bronqueamiento a baja presión. .-de 11 a 16 m UL = 7 destaponamiento a presión; q <sub>u</sub> =674. .-hasta F.S. UL promedio = 0.74 taponamiento a alta presión; q <sub>u</sub> =599.

Sondeo No.3; ubicación Km 0+093, elevación de brocal 249.5 m M/l, inclinado 30°

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION LITOLÓGICA	OBSERVACIONES UL=U. Lugeon k=Permeabilidad q <sub>u</sub> =comp. simple (kg/cm <sup>2</sup> )
--------------------	---------------------------	--

0.0 a 4.0	Depósito de talud: arcilla arenosa café rojizo con gravas y fragmentos pequeños de roca, de consistencia dura.	
4.0 a 35.0	Metandesita: roca andesita poco metamorfozada no foliada (Rmn) de textura granoblástica color verde grisáceo oscuro; presenta los primeros 14.5 m un índice de mala a regular calidad, de 14.5 al fin del sondeo un índice de regular a buena calidad; presenta una resistencia baja con módulo relativo medio.	.-hasta 12 m UL = 8.5, destaponamiento a presión; q <sub>u</sub> =300. .-de 12 a 17 m UL = 2.3, destaponamiento a presión; q <sub>u</sub> =350. .-de 17 a 22 m UL = 0.32, taponamiento a alta presión; q <sub>u</sub> =450. .-hasta F.S. UL = 0.61, abertura y cierre reversible de las fisuras; q <sub>u</sub> =555.

Sondeo No. 4; ubicación Km 0+221, elevación de brocal 200.0 m; cauce. vertical.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION LITOLÓGICA	OBSERVACIONES UL=U. Lugeon k=Permeabilidad q <sub>u</sub> =comp. simple (kg/cm <sup>2</sup> )
--------------------	---------------------------	--

0.0 a 1.1	Depósito fluvial: grava y bolcos subredondeados empacados en arena limosa suelta, color café claro.	
1.1 a 30.0	Metandesita: roca andesita poco metamorfozada no foliada (Rmn) de textura granoblástica color verde grisáceo oscuro; presenta hasta 5.6 m un índice de mala a buena calidad, de 5.6 a 14.6 un índice de regular a excelente calidad, de 14.6 a 16.1 mala calidad y hasta el fin del sondeo regular a buena calidad; presenta una resistencia media con módulo relativo medio.	.- hasta 7.1 m UL = 9.0, destaponamiento a presión; q <sub>u</sub> =647. .-de 7.1 a 16.1 m UL = 7.0, abertura y cierre reversible de las fisuras; q <sub>u</sub> =640. .- hasta 22m UL = 2.5, destaponamiento a alta presión; q <sub>u</sub> =710. .- hasta F.S. UL = 0.51, taponamiento a alta presión; q <sub>u</sub> =770.



Sondeo No. 5; ubicación Km 0+383, elevación de brocal 250 m, M/D; vertical

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION LITOLÓGICA	OBSERVACIONES UL=U. Lugeon k=Permeabilidad q <sub>u</sub> =comp. simple (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0 a 2.3	Depósito de talud: arcilla arenosa color café rojizo con gravas y fragmentos pequeños de roca, de consistencia firme.	
2.3 a 30.0	Metandesita: roca andesita poco metamorfozada no foliada (Rmn) de textura granoblástica color verde grisáceo oscuro; presenta hasta 6.0 m un índice de mala calidad; de 6.0 a 24.0 un índice de regular a buena calidad y hasta el fin del sondeo una calidad excelente; presenta una resistencia media con módulo relativo medio.	.-hasta 11 m presenta en promedio UL=7.8, taponamiento a alta presión; q <sub>u</sub> =704.  .-hasta F.S. UL promedio = 1.4, taponamiento a alta presión; q <sub>u</sub> =856.

Sondeo No.6; elevación de brocal 251.0 m, PUERTO; inclinado 45°

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION LITOLÓGICA	OBSERVACIONES UL=U. Lugeon k=Permeabilidad q <sub>u</sub> =comp. simple (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0 a 0.8	Arcilla café rojiza, de consistencia firme.	
0.8 a 6.6	Metandesita: roca andesita poco metamorfozada no foliada (Rmn), se observa muy alterada y muy fracturada, color café rojizo.	
6.6 a 9.0	Metandesita: roca andesita poco metamorfozada no foliada (Rmn), se observa alterada y muy fracturada, color café grisáceo.	.-de 7.5 a 9.0 m presenta q <sub>u</sub> = 320.
9.0 a 13.2	Limo arenoso con grava angulosa de metandesita, color café rojizo oscuro.	.-espejo de falla
13.2 a 40.0	Metandesita: roca andesita poco metamorfozada no foliada (Rmn), se observa alterada, de textura granoblástica color verde grisáceo oscuro; presenta hasta 26.0 m un índice de muy mala a mala calidad y hasta el fin del sondeo una calidad regular; presenta una resistencia media a baja con módulo relativo bajo.	.-hasta F.S. UL promedio = 4.0, destaponamiento a presión. .-de 19 a 21.5 m q <sub>u</sub> = 510. .-de 29 a 30.5 m q <sub>u</sub> = 519.

## DESCRIPCIÓN DE SONDEOS SOMEROS

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
--------------------	---------------------------

**POZO A CIELO ABIERTO No. 1      Km 0+342.50; Elev= 231.50m**

**Margen derecha.**

0.00 a 1.90	Depósito de talud: arcilla arenosa color café rojizo y fragmentos pequeños de roca.
1.90 a 3.30	Roca metandesita muy alterada y muy fracturada (Rmn).

**POZO A CIELO ABIERTO No. 2      Km 0+280.00; Elev= 231.50m**

**Margen derecha.**

0.00 a 1.80	Depósito de talud: arcilla arenosa color café rojizo, con gravas y fragmentos pequeños de roca.
1.80 a 3.20	Roca metandesita alterada y muy fracturada (Rmn).

**POZO A CIELO ABIERTO No. 3      Km 0+151.00; Elev= 212.50m**

**Margen izquierda.**

0.00 a 2.00	Depósito de talud: arcilla arenosa color café rojizo, con gravas y fragmentos pequeños de roca.
2.00 a 3.50	Roca metandesita muy alterada y muy fracturada (Rmn).

**POZO A CIELO ABIERTO No. 4      Km 0+118.00; Elev= 233.50m**

**Margen izquierda.**

0.00 a 2.50	Depósito de talud: arcilla arenosa color café rojizo, con gravas y fragmentos pequeños de roca.
2.50 a 3.50	Roca metandesita alterada y muy fracturada (Rmn).

**POZO A CIELO ABIERTO No. 5      Puerto**

0.00 a 0.50	Suelo residual: arcilla de color café rojiza de consistencia firme.
0.50 a 3.50	Roca metandesita muy alterada y fracturada color café rojizo oscuro (Rmn).

## **TRABAJOS DE LABORATORIO.**

Las muestras obtenidas fueron identificadas y clasificadas visualmente y al tacto en campo. Muestras seleccionadas fueron enviadas al laboratorio de mecánica de suelos y rocas, donde se les efectuaron los siguientes ensayos:

- Granulometría por mallas
- Límites de Atterberg
- Compresión axial no confinada en núcleos de roca
- Determinación de pesos volumétricos secos y saturados
- Módulo de elasticidad

## **ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES.**

Con base en los resultados obtenidos, la estratigrafía general de la boquilla estudiada, se puede resumir en lo siguiente:

### **Depósito fluvial**

Este depósito se localiza en el centro del cauce del río, está formado por grava y boleos subredondeados, empacados en arena limosa suelta color café claro. El espesor medio de este depósito es de 1.0m.

### **Depósito de terraza fluvial.**

Se localiza en ambos lados del cauce, y consiste en arcilla arenosa de color café claro con grava fina, de consistencia blanda. El espesor medio del depósito es de 1.0m.

### **Depósito de talud.**

El depósito de talud se ubica en ambos márgenes del cauce, consiste en arcilla arenosa de color café, con poca grava fina, de consistencia firme a dura. El espesor del depósito varía entre 1.2m y 4.0m.

### **Roca metandesita.**

Los depósitos fluviales y de talud cubren a la roca andesita poco metamorfizada, no foliada (Rmn) de textura granoblástica color verde grisáceo oscuro. La clasificación petrográfica de la roca se encuentra en el anexo No. 1.

La resistencia a la compresión axial no confinada en los núcleos de roca es variable entre 300 kg/cm<sup>2</sup> y 860 kg/cm<sup>2</sup>, concentrándose los valores menores en los primeros 10.0 m de espesor. El módulo de elasticidad definido al 50% de la resistencia a la compresión está comprendido entre 43,000 kg/cm<sup>2</sup> y 114,000 kg/cm<sup>2</sup>. Los resultados anteriores clasifican a la roca metandesita (Deere y Miller) como de resistencia baja a media y módulo relativo bajo a medio (DM, CL, CM-referencia No. 12).

El peso volumétrico medio en estado seco es de 2.744 ton/m<sup>3</sup> y en estado saturado de 2.759 ton/m<sup>3</sup>.

Durante la ejecución de la prueba de permeabilidad Lugeon, la roca no soportó presión en un espesor medio de 5 m; se presentaron resultados de 3 a 10 unidades Lugeon hasta una profundidad media de 14.0 m. Valores comprendidos entre 1 y 3 se localizan a una profundidad media de 18 m y valores menores a la unidad se obtuvieron desde esta última profundidad hasta los 30.0 m investigados en cada sondeo.

## DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

Por las características de resistencia, deformación y permeabilidad en el sitio de boquilla, de forma cualitativa se puede decir que la roca es adecuada para soportar los esfuerzos que inducirá la cortina y no se tendrán problemas importantes debidos a filtraciones por la cimentación. En los párrafos que siguen se estimará la capacidad de carga admisible de la roca y las deformaciones que se inducirán, así como la conveniencia de efectuar algún tratamiento a base de inyecciones.

## NIVEL DE DESPLANTE

La cortina deberá desplantarse sobre la roca de regular a buena calidad, por lo que habrá de excavar y retirarse de la zona de apoyo los suelos fluviales, el depósito de talud y la roca de muy mala a mala calidad.

En el centro del cauce las excavaciones tendrán una profundidad del orden de 2.5 m y en las márgenes un máximo de 9.5 m.

Las excavaciones en los suelos fluviales se podrán efectuar con taludes 2:1 (H-V). En los depósitos de talud y roca de mala calidad los taludes deberán ser de 0.5:1 (H-V).

Una vez efectuada la excavación se deberán rellenar las oquedades resultantes con mortero o concreto y se retirarán los bloques sueltos e inestables.

En particular, en la margen derecha, deberá removerse el promontorio rocoso que existe, a fin de uniformizar el perfil topográfico de la boquilla.

En el plano No. 4 se muestra el perfil de limpia para lograr el nivel propuesto para el desplante de la estructura.

## **CAPACIDAD DE CARGA**

Para el cálculo de la capacidad de carga, la roca de desplante se clasifica en primera instancia como homogénea sana y para este caso, se recomienda emplear un valor no mayor al cuarenta por ciento de la resistencia a la compresión no confinada, medida en el laboratorio en especímenes de roca intacta. El empleo de esta capacidad de carga conservadora se justifica por el efecto de escala, es decir, por la diferencia que puede existir entre la resistencia de la masa rocosa y la del espécimen en el laboratorio.

La resistencia de diseño a considerar es de 300 Kg/cm<sup>2</sup>, por lo que la capacidad de carga admisible calculada con el criterio anterior es de 120 Kg/cm<sup>2</sup>.

Otro criterio para el cálculo de la capacidad de carga es el que considera la resistencia uniaxial de los núcleos de roca y el valor del espaciamiento promedio de las juntas en el macizo rocoso.

La roca del sitio tiene en promedio un espesor en las aberturas de las discontinuidades de 5mm y espaciamentos de 83mm por lo que se puede definir un coeficiente K de 0.07.

La expresión a utilizar es:

$$q = K R_c$$

Donde:

q = Presión de contacto estructura-roca permisible, en kg/cm<sup>2</sup>

R<sub>c</sub> = Resistencia a la compresión uniaxial, en kg/cm<sup>2</sup>

K = Coeficiente adimensional que depende del espaciamiento de las discontinuidades y del efecto de escala.

$$q = (300)(0.07)$$

$$q = 21 \text{ kg/cm}^2$$

Otro criterio a considerar es el que emplea los valores de índice de calidad de la roca (ICR) y los correlaciona con las presiones admisibles. En este caso para un índice de calidad de la roca por debajo del nivel de desplante de 75% corresponde una presión admisible de 120 kg/cm<sup>2</sup>.

Se concluye que la capacidad de carga admisible a considerar en el proyecto deberá ser de 21 kg/cm<sup>2</sup>, puesto que se incluyen los efectos de las discontinuidades en la masa rocosa y de escala.

### ASENTAMIENTOS.

El valor de los asentamientos en roca homogénea no tiene importancia práctica, sin embargo se calculará su magnitud con las soluciones de la teoría de la elasticidad.

$$\Delta H = qB \frac{1 - \mu^2}{Es} Iw$$

Donde:

H = Asentamiento, en cm

q = Presión de contacto, en kg/cm<sup>2</sup>

B = Dimensión menor del área cargada

Iw = Factor de influencia, adimensional

Es = Módulo de elasticidad, en kg/cm<sup>2</sup>

$\mu$  = Relación de poisson, adimensional

$$\Delta H = (21) (3500) \frac{(1 - 0.25^2)}{43000} (1.70)$$

$$\Delta H = 2.7 = 3 \text{ cm}$$

Para la capacidad de carga admisible recomendada los asentamientos elásticos serán del orden de 3 cm, los cuales se consideran admisibles para el tipo de estructura que se proyecta.

## TRATAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

La roca superficial de desplante de la cortina es de regular calidad, por lo que se considera necesario efectuar un tratamiento de inyección para aumentar su resistencia, módulo elástico y disminuir su permeabilidad, homogenizando las características mecánicas de la roca de desplante en el sentido vertical y horizontal. El espesor medio de la zona a consolidar con inyecciones a través de barrenos verticales, es de 5.0 m.

Adicionalmente a las inyecciones para consolidación, se considera conveniente efectuar inyecciones de impermeabilización, en la roca con permeabilidad mayor a 3 U.L.; si la cortina se proyecta para una altura mayor a 30m, la zona a inyectar deberá incluir la masa rocosa con una permeabilidad mayor a 1 U.L.

La inyección se deberá efectuar con barrenos verticales.

Para formar el tapete de consolidación las inyecciones se podrán efectuar a base de mezclas inestables y la pantalla impermeable con mezclas estables.

En el plano No. 5 se muestra el perfil de limpia, espesor del tapete de consolidación y la profundidad de la pantalla impermeable que se recomienda.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en los datos proporcionados en los incisos precedentes, es posible dar las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- a) - El área estudiada se encuentra litológicamente en una secuencia metavolcánica (Conjunto Petrotectónico Zihuatanejo) representada por metandesitas - Ki (Mv). En el extremo Norte del vaso se identificó una intrusión granodiorítica -Teo(Gd)-; la roca metandesítica presenta una resistencia baja a media y baja permeabilidad.
- b) - El vaso y boquilla se localizarán sobre roca metandesítica Ki (Mv), de resistencia baja a media y baja permeabilidad.
- c) - Se puede clasificar la morfología de la boquilla como de valle estrecho.

- d) - La boquilla es topográfica y geológicamente simétrica, en las laderas la roca se presenta superficialmente meteorizada los primeros 2.0m y cubierta por depósitos de talud y suelo vegetal con espesor promedio del orden de 3.0 m.
- e) - El sistema NW 25° de corrimiento lateral, ocurre con baja frecuencia y no forma familias importantes.

En el vaso de almacenamiento el fracturamiento observado, se encuentra cerrado y/o sellado por diques o sílice, las fallas se presentan recrystalizadas.

- f) - En el área de la boquilla, los alineamientos son muy similares a los interpretados regionalmente, por lo que se recomienda como medida preventiva la colocación de una estación sismológica que registre antes, durante y posteriormente a la construcción de la presa, los reflejos sísmicos de la región.
- g) - Los desplazamientos de los corrimientos laterales observados en el sitio de la boquilla van de 0.2 m a 0.5 m, las fracturas han sido selladas por sílice y diques básicos.

Esto significa que localmente no se encuentran evidencias de filtraciones importantes.

- h) - Las rocas aflorantes presentan buenas características de competencia y los diques y/o sílice que han sellado el fracturamiento, les confieren un grado bajo de permeabilidad para los fines que se persiguen.
- i) - En las márgenes del río La Laja, es frecuente encontrar depósitos de talud con roca meteorizada cuyo espesor es variable y ocasionalmente alcanzan espesores de hasta 4.0m.
- j) - El cauce está constituido principalmente por grava y rodados subredondeados de metandesitas y granodioritas, empaquetados en una matriz areno-limosa de color café claro -Q(fl)- de poco espesor, en los meandros se han desarrollado terrazas fluviales de extensión y espesor variable, presentan una composición arcillo arenosa de color café claro, ocasionalmente son utilizados como áreas de cultivo -Q(fl)-
- k) - Aproximadamente a 0.5 Km aguas arriba del sitio de la boquilla y sobre la margen derecha se presenta un desnivel topográfico originado por el sistema de fracturamiento y fallas normales que afectan a la región.

El detalle estructural mencionado afecta, en la margen derecha de la boquilla, al fracturamiento con orientación preferencial NE 80° SW e inclinación casi horizontal, con una abertura máxima observada de 30 cm; éste plano de fractura aparentemente funcionó como plano de debilidad del bloque caído de la falla



normal de la anomalía topográfica; el fracturamiento presenta una tendencia a cerrarse a medida que la fractura penetra la ladera.

- l) - Por lo anterior se puede decir en primera instancia, que el sitio de boquilla y vaso se consideran adecuados para la obra proyectada.
- m) - Para la cimentación de la cortina se recomienda el retiro total de roca meteorizada, depósitos fluviales y depósitos de talud, para desplantarse sobre roca metandesita de regular calidad.
- n) - Se deberán retirar los caídos de roca detectados en ambos márgenes del cauce.
- n) - Se recomienda que cuando se haya efectuado la excavación y alcanzado el nivel de desplante de la cortina durante la etapa constructiva de la misma, se realice una última verificación geológica.
- o) - Las condiciones geológicas regionales permiten afirmar que el tipo de material de préstamo disponible para la construcción de la presa proyectada es roca y agregados.
- p) - La cortina proyectada es de tipo de gravedad a base de concreto hidráulico.
- q) - La capacidad de carga admisible de la roca de desplante es de 21 kg/cm<sup>2</sup>.
- r) - Para la capacidad de carga admisible recomendada los asentamientos elásticos serán del orden de 3cm.
- s) - Para homogenizar las propiedades mecánicas de la roca desplante y disminuir su permeabilidad se recomienda un tratamiento a base de inyecciones inestables. El espesor del tapete de consolidación es en promedio de 5.0m.
- t) - Adicionalmente al tapete de consolidación es recomendable realizar inyecciones profundas para formar una pantalla impermeable. La profundidad de la pantalla será variable entre 15m en los márgenes y 25m en el centro del cauce.
- u) - El perfil de limpia para desplante de la cortina, así como los espesores del tapete de consolidación y la pantalla impermeable se muestran en el plano No. 4.

#### 4.4. Bancos de material.

##### DATOS GENERALES.

De acuerdo al proyecto de Presa de Almacenamiento denominada "La Laja" Edo. de Guerrero, se tiene contemplado como elemento de cortina una estructura de gravedad a base de concreto; para llevar a cabo la construcción de la cortina de la Presa, se requerirán como mínimo los siguientes volúmenes de material:

- Concreto en Cuerpo de la Cortina incluyendo	
Cubeta Lanzadora	105,000 m <sup>3</sup>
- Concreto Reforzado en Muros de Encauce y	
Parapeto	184 m <sup>3</sup>
- Concreto Reforzado en Obra de Toma	120 m <sup>3</sup>

Se tiene planeado que el concreto simple que integrará la cortina sea de  $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$  y en la obra de toma, muros de encauce y cubeta lanzadora del vertedor de  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ . Lo que representa de forma global, los siguientes volúmenes de material de banco:

MATERIAL	VOLUMEN REQUERIDO APROXIMADO
Arena	71,000 m <sup>3</sup>
Grava	110,000 m <sup>3</sup>

De los volúmenes indicados se consideró que los bancos de material, cumplieran cuando menos una vez y media el volumen requerido.

##### TRABAJOS DE CAMPO Y ENSAYES DE LABORATORIO

La construcción de la Presa "La Laja" implica la utilización de materiales seleccionados, con características físicas bien definidas, de tal manera que para el estudio de bancos de material en primera instancia se efectuó una clasificación de las condiciones geológicas de la zona, lo que permitió tener un marco de referencia para interpretar las características y propiedades de los materiales existentes, ya que es innegable que las propiedades mecánicas

de los suelos y rocas son función de los procesos que los originaron y los transportaron.

Por ésta razón y de acuerdo al proyecto de la Presa La Laja, que contempla como cortina una estructura de Gravedad a base de Concreto Simple, los bancos seleccionados como agregados para concreto estarán conformados metandesita Ki (Mv) y depósito fluvial Q (fl), los cuales fueron descritos en el ejemplo práctico de la Presa "La Laja".

A continuación se enlistan los bancos seleccionados para la obtención de agregados que formarán el concreto de la cortina de la presa "La Laja":

<b>B A N C O</b>	<b>CLASIFICACIÓN</b>
Zumatlán	Depósito Fluvial
Río Verde	Depósito Fluvial
Las Pericas	Depósito Fluvial
La Laja	Roca Metandesita

La exploración de bancos consistió en el caso de banco de roca, en tres perforaciones con máquina rotatoria de diámetro BNx hasta una profundidad de 10 m en cada sondeo, para el caso de bancos constituidos por depósitos fluviales, se llevaron a cabo cuatro pozos a cielo abierto en cada sitio, alcanzando una profundidad máxima de 2.0m.

En el plano No. 6 se presenta la ubicación de cada uno de los bancos, referenciados en una planta topográfica a escala 1:50,000; asimismo se presenta una tabla resumen de las características más sobresalientes de cada uno de ellos.

De los sitios seleccionados como bancos de material, se recuperaron núcleos y muestras integrales debidamente identificadas para ser enviadas al laboratorio en donde se les realizaron los siguientes tipos de pruebas:

#### **BANCO DE ROCA.**

- Clasificación petrográfica.
- Intemperismo acelerado.
- % de absorción con determinación de peso volumétrico seco y saturado.
- Abrasión a 100 y 500 R.P.M. en máquina Lcs Angeles.

## BANCO GRAVA-ARENA.

- Granulometría por Mallas.
- Límites de Atterberg.
- Densidad y % de Absorción.
- Reactividad a los álcalis.
- Intemperismo acelerado.
- Desgaste los Angeles.

En la tabla No. 12 se presenta el resumen de resultados obtenidos en pruebas de laboratorio.

## BANCOS DE MATERIAL

### BANCO ZUMATLAN

El banco consiste en un depósito fluvial del río La Laja, localizado en las inmediaciones del poblado Zumatlán. Los pozos a cielo abierto realizados alcanzaron una profundidad máxima de 2.0m.

Las características físicas del banco son las siguientes:

Area	40,500 m <sup>2</sup>
Volumen aprovechable	81,000 m <sup>3</sup>
Volumen de desperdicio	3,600 m <sup>3</sup>
Espesor aprovechable	2.0 m
Distancia de acarreo	2.0 Km
Regalías	ejidal

Los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio, indican que el depósito presenta un contenido de grava= 70%, arena= 24%, la porción fina presenta límite líquido = 21% con un índice plástico de 7%, por lo que puede clasificarse de acuerdo al Sistema de Clasificación de Suelos (SUCS), como un suelo tipo GM. Los fragmentos mayores de 3" (boleos) intervienen en un 30%.

El depósito puede clasificarse de forma general como grava y boleos subredondeados empacados en una matriz arenosa con pocos finos no plásticos.

La densidad y el porcentaje de absorción del agregado pétreo es en promedio de 2.570 y 0.41% respectivamente.

Los resultados de las pruebas de reactividad a los álcalis, intemperismo acelerado y desgaste los Angeles; fueron realizadas en laboratorio a muestras integrales y representativas del banco, habiéndose obtenido los resultados de 0.20%, 2.0% y 19 (100 R.P.M.) respectivamente.

Se recomienda atacar el banco con equipo mecánico tipo trascavo y un tratamiento de cribado y lavado.

En la tabla No. 12 se presentan los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio. En el plano No. 6 se presenta la relación global del banco, con respecto al proyecto de la Presa Almacenadora "La Laja".

### BANCO RÍO VERDE

El banco consiste en un depósito fluvial del río La Laja, localizado en las inmediaciones del poblado Plan de Hernández. Los pozos a cielo abierto realizados alcanzaron una profundidad máxima de 1.5 m.

Las características físicas del banco son las siguientes:

Area	40,020 m <sup>2</sup>
Volumen aprovechable	60,030 m <sup>3</sup>
Volumen de desperdicio	1,530 m <sup>3</sup>
Espesor aprovechable	1.5 m
Distancia de acarreo	14.0 Km
Regalfas	ejidal

Los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio, indican que el depósito presenta un contenido de grava = 54%, arena = 36%, la porción fina presenta límite líquido = 23% con un índice plástico de 7%, por lo que puede clasificarse de acuerdo al SUCS, como un suelo tipo GM. Los fragmentos mayores de 3" (boleos) intervienen en un 15%.

El depósito puede clasificarse de forma general como grava arena limosa con boleos subredondeados de composición metadesita principalmente.

La densidad y el porcentaje de absorción del agregado pétreo es en promedio de 2.611 y 0.65% respectivamente.

Los resultados de las pruebas de reactividad a los álcalis, intemperismo acelerado y desgaste los Angeles; fueron realizadas en laboratorio a muestras integrales y representativas del banco, habiéndose obtenido los resultados de 0.21%, 1.7% y 17 (100 R.P.M.) respectivamente.

Se recomienda atacar el banco con equipo mecánico tipo trascavo y un tratamiento de cribado y lavado.

En la tabla No. 12 se presentan los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio. En el plano No. 6 se presenta la relación global del banco, con respecto al proyecto de la Presa Almacenadora "La Laja".

## BANCO LAS PERICAS

El banco consiste en un depósito fluvial del río La Laja, localizado en las inmediaciones del poblado Los Pepinos. Los pozos a cielo abierto realizados alcanzaron una profundidad máxima de 2.0m.

Las características físicas del banco son las siguientes:

Area	35,026 m <sup>2</sup>
Volumen aprovechable	70,052 m <sup>3</sup>
Volumen de desperdicio	1,000 m <sup>3</sup>
Espesor aprovechable	2.0 m
Distancia de acarreo	18.0 Km
Regalías	propiedad privada

Los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio, indican que el depósito presenta un contenido de grava = 54%, arena= 39%, la porción fina presenta límite líquido = 20% con un índice plástico de 6%, por lo que puede clasificarse de acuerdo al SUCS, como un suelo tipo GM. Los fragmentos mayores de 3" (boleos) intervienen en un 22%.

El depósito puede clasificarse de forma general como grava y boleos subredondeados empacados en una matriz arenosa con pocos finos no plásticos y color gris claro.

La densidad y el porcentaje de absorción del agregado pétreo es en promedio de 2.548 y 0.40% respectivamente.

Los resultados de las pruebas de reactividad a los álcalis, intemperismo acelerado y desgaste los Angeles; fueron realizadas en laboratorio a muestras integrales y representativas del banco. habiéndose obtenido los resultados de

0.18%, 2.2% y 14 (100 R.P.M.) respectivamente.

Se recomienda atacar el banco con equipo mecánico tipo trascavo y un tratamiento de cribado y lavado.

En la tabla No. 12 se presentan los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio. En el plano No. 6 se presenta la relación global del banco, con respecto al proyecto de la Presa Almacenadora "La Laja".

#### BANCO LA LAJA

El banco consiste en un afloramiento de roca metandesita sana, localizado en las márgenes del río La Laja; se ubica aproximadamente a 2 Km aguas abajo del sitio de boquilla de la presa "La Laja". En el plano No. 6 se presenta esquemáticamente la ubicación del banco.

Las características físicas del banco son las siguientes:

Area	500,000 m <sup>2</sup>
Volumen aprovechable	500,000 m <sup>3</sup>
Volumen de desperdicio	500 m <sup>3</sup>
Espesor aprovechable	10.0 m
Distancia de acarreo	2.0 Km
Regalías	ejidal

Los resultados obtenidos del análisis petrográfico indican que la roca está afectada por un metamorfismo de contacto incipiente, presenta macroscópicamente una textura relicta blastoporfidítica, color verde grisáceo oscuro y gris pardusco al intemperismo; se observan minerales de feldespatos, anfíboles, clorita secundaria y ocasionalmente vetillas de pirita; microscópicamente presenta textura granoblástica compuesta por oligoclasa, ortoclasa, hornblenda ocasionalmente cloritizada y poco cuarzo y sericita.

El peso volumétrico seco y húmedo de la roca es en promedio de 2777 Kg/cm<sup>3</sup> y 2784 kg/cm<sup>3</sup>, con un grado de absorción de 0.25%. En la prueba de abrasión los valores promedios de la pérdida del material a 100 rpm fue de 10% mientras que a 500 rpm fue de 12%. Con respecto a la sanidad del material se puede decir que en la prueba de intemperismo acelerado, la pérdida del material fue de 0.85%. Por lo anterior se puede afirmar que la roca analizada es adecuada para su utilización como material de agregado para el concreto.

Se recomienda atacar el banco con explosivos para obtener prismas de regular calidad a los cuales se les deberá

realizar un tratamiento de triturado y cribado.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base a los datos proporcionados en los incisos precedentes, es posible dar las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- a) - Las condiciones geológicas regionales permiten afirmar que el tipo de material de préstamo disponible para la construcción de la presa "La Laja", es roca metandesita Ki (Mv) y depósitos fluviales Q(fl).
- b) - EL tipo de cortina proyectada es de gravedad a base de concreto hidráulico con sección vertedora incluida.
- c) - Los agregados pétreos a obtener, cumplen con las normas de calidad para ser empleados en la elaboración del concreto, no obstante se requiere de ejecutar cribado y lavado en el caso de depósitos fluviales y de explosivos, triturado y cribado en el caso de roca.
- d) - Las características más sobresalientes de los bancos seleccionados para ser explotados en la elaboración del concreto requerido para la presa La Laja, son los siguientes:

BANCO	CLASIFICACIÓN	VOLUMEN (m <sup>3</sup> )
Zumatlán	Depósito Fluvial	81,000
Río Verde	Depósito Fluvial	60,030
Las Pericas	Depósito Fluvial	70,052
La Laja	Roca Metandesita	500,000



## **CAPITULO No. 5 Conclusiones y recomendaciones.**

A manera de conclusión, a continuación se presentan en forma sucinta las aplicaciones y necesidades que requiere el proyecto y construcción de una obra civil, así como los beneficios que aporta un adecuado estudio de ingeniería geológica.

- 1 - El éxito de una obra civil, depende de que tanto se adapta a las condiciones geológicas del lugar; por tal razón, la aplicación de la Ingeniería Geológica y Geotécnica, es trascendental en los proyectos y en general en cualquier actividad tendiente a favorecer el desarrollo de las necesidades de vida del ser humano.
- 2 - Si se desea que la obra civil tenga un impacto ecológico reducido, será indispensable precisamente contar con el modelo geológico de la zona donde se ubica la obra, éste aspecto en muchas ocasiones a la fecha se ha descuidado. Debe proponerse que en forma tradicional a los estudios de geología y en las obras en donde se requiere realizar lo que actualmente se conoce como geología ambiental.
- 3 - Antes de realizar cualquier proyecto, deberá contarse con la investigación que caracterice geológica y geotécnicamente el sitio de interés. Los estudios geológicos deberán ser congruentes con el nivel de requerimientos del proyecto, ya que será diferente si se encuentra a nivel de factibilidad, anteproyecto, proyecto ejecutivo y construcción.
- 4 - Habrá de tenerse en cuenta que toda obra civil estará formada por materiales provenientes de la corteza terrestre y apoyada sobre roca y suelo, por lo que es necesario conocer el entorno geológico donde quedará englobada, el cual queda definido si se conoce la geología, geología estructural y la sismicidad.
- 5 - Los resultados de investigaciones de detalle del subsuelo (sondeos, ensayos de laboratorio y pruebas de campo) realizadas en conexión a obras civiles, proporcionan al ingeniero geólogo y geotecnista, una fuente adicional de información sobre la geología de la zona estudiada.

- 6 - La condición hidrogeológica que se relaciona con problemas en las obras civiles, es la presencia de agua, por lo que su estudio reviste importancia para evitar las posibles fallas en donde interviene.
- 7 - Los requerimientos del diseño de cimentaciones de cualquier tipo de estructura, se obtienen a partir del conocimiento de la geología tanto superficial como profunda del sitio. La geología física y estructural proporcionan el marco de referencia para cualquier investigación geotécnica que conduzca a la determinación de los parámetros de resistencia y deformación del terreno de apoyo.
- 8 - Para estructuras de importancia es necesario contar con las condiciones sísmicas del sitio, con el fin de que se puede determinar el riesgo sísmico de la estructura, es decir, la respuesta sísmica con relación a las condiciones locales del subsuelo.
- 9 - A manera de colofón, en relación con la importancia de la Ingeniería Geológica y Geotécnica, se cita el versículo contenido en el libro de Jacob del antiguo testamento, "Pregúntale a la Tierra y ella te responderá" y el principio del uniformitarismo de James Hutton naturalista escocés "El presente es la clave del pasado"; precisamente el estudio de la ingeniería geológica nos proporciona el lenguaje para preguntar, responder, entender y analizar la respuesta.

# GEOLOGÍA APLICADA A OBRAS CIVILES

## BIBLIOGRAFIA

### REFERENCIA:

- No. 1: Edwin Simons Robinson Edwin-Geología Física Básica editorial LIMUSA-1990
- No. 2: Leet & Jonhson Fundamentos de Geología Física editorial LIMUSA-1977
- No. 3: Guerra Peña Felipe-Fotogeología editorial Universidad Nacional Autónoma de México-1980
- No. 4: Rogers John and Adams John-Fundamentals of GEOLOGY A Text in Physical Geology editorial Harper International-1966
- No. 5: Myron G. Best-Igneous and Metamorphic Petrology editorial Freeman-1982
- No. 6: Corrales Zarauza Inmaculada, Sanuy Juan, de la Torre Luis, Torres Juan y Minondo Lorenzo-Estratigrafía editorial Rueda-1977
- No. 7: Pettijohn F.J.Sedimentary Rocks editorial Harper International-Third edition 1975
- No. 8: Cepeda D Leovigildo-Apuntes de Petrología Metamórfica editorial F.I., División de Ingeniería de la Tierra-1985
- No. 9: Legget y Karrow Geología Aplicada a la Ingeniería Civil editorial Mc Graw Hill-1986
- No.10: Comisión Federal de Electricidad Capítulo 4, Obtención de datos Geológicos Manual de Diseño de OBRAS CIVILES, Sección B, Tema 1-1980
- No.11: Comisión Federal de Electricidad Capítulo 5, Presentación de datos Geológicos Manual de Diseño de OBRAS CIVILES, Sección B, Tema 1-19
- No.12: Hoek E. & Brown E. T. Excavaciones Subterráneas en Roca editorial M. Graw Hill-1985.
- No.13: Billings Mrland P. Geología Estructural editorial Universitaria de Buenos Aires EUDEBA. segunda edición 1965.
- No.14: Donal Bless F. Introducción a los Métodos de Cristalografía Óptica editorial Omega-1972
- No.15: Facultad de Ingeniería. Apuntes de Introducción a la Geofísica. UNAM -1985.
- No.16: Sowers George B. & Sowers George F. Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones editorial LIMUSA - 1975.
- No.17: Juárez Badillo & Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos, Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Tomo I editorial LIMUSA tercera edición 1973.
- No.18: Facultad de Ingeniería-Manual # 404-UNAM-1989
- No.19: Puig Juan B. Geología Aplicada editorial Consejo de Recursos Naturales no Renovables-1957

# **GEOLOGÍA APLICADA A OBRAS CIVILES**

continua

## **BIBLIOGRAFIA**

### **REFERENCIA:**

- No.20: SARH Manual de Laboratorio de Mecánica de Suelos ·1975
- No.21: Krynine Dimitri P. & Judd William R. Principios de Geología y Geotecnia para Ingenieros editorial Omega ·1961.
- No.22: Marsal Raúl J y Resendiz Núñez D. Presas de Tierra y Enrocamiento editorial LIMUSA ·1967
- No.23: Revista de Obras Públicas ·XII Congreso Internacional de Grandes Presas · D.D.F. · marzo de 1976
- No.24: Comisión Federal de Electricidad Capítulo 1, Estabilidad de taludes Manual de Diseño de OBRAS CIVILES, Sección B, Tema 3 ·1980
- No.25: Especificaciones Generales para Proyecto de Obras Petróleos Mexicanos ·1974
- No.26: Hydro Projects Recent Developments in Geotechnical Engineering editorial Fred H. Kulhawy ·1981
- No.27: IPESA de CV · Proyectos Ejecutivos de la Segunda Línea de Presión entre la Planta de Bombeo No. 5 y la Torre de Oscilación del Sistema Cutzamala, para suministro de agua potable a la Ciudad de México ·1987
- No.28: IPESA de CV · Estudios y Proyectos Geométricos de Entronques y Puentes de la Carretera La venta Chamapa, Edo. de Méx. Cruce Río Hondo Km 10+942 · México 1985
- No.29: IPESA de CV · Proyectos Ejecutivos de la Presa de Almacenamiento y Presa Derivadora sobre el río La Laja, para suministro de agua potable de Ixtapa - Zihuatanejo, Edo. de Guerrero ·1992
- No.30: IPESA de CV · Estudio de Bancos de Material para la Presa de Almacenamiento "La Laja", Ixtapa - Zihuatanejo, Edo. de Guerrero ·1992
- No.31: Foundations & Slopes Rock Engineering editorial American Society of Civil Engineers ·1976
- No.32: C. H. Dowding · Site Characterization & Exploration · editorial American Society of Civil Engineers ·1979
- No.33: Sixteenth Symposium on Rock Mechanics · Design Methods in Rock Mechanics · American Society of Civil Engineers ·1977
- No.34: F.G.H. Blyth y M.H. de Freitas · Geología para ingenieros · editorial CECSA ·1989
- No.35: Terzagui K. Rock defects and loads on tunnel support · Universidad de Harvard Escuela de Ingenieros graduados · Publicación 418 Serie 25 de Mecánica de suelos.
- No.36: Deere, D.U · Technical description of rock cores for engineer proposes Rock Mechanics and Engineering Geology ·1964.

## **TABLAS**

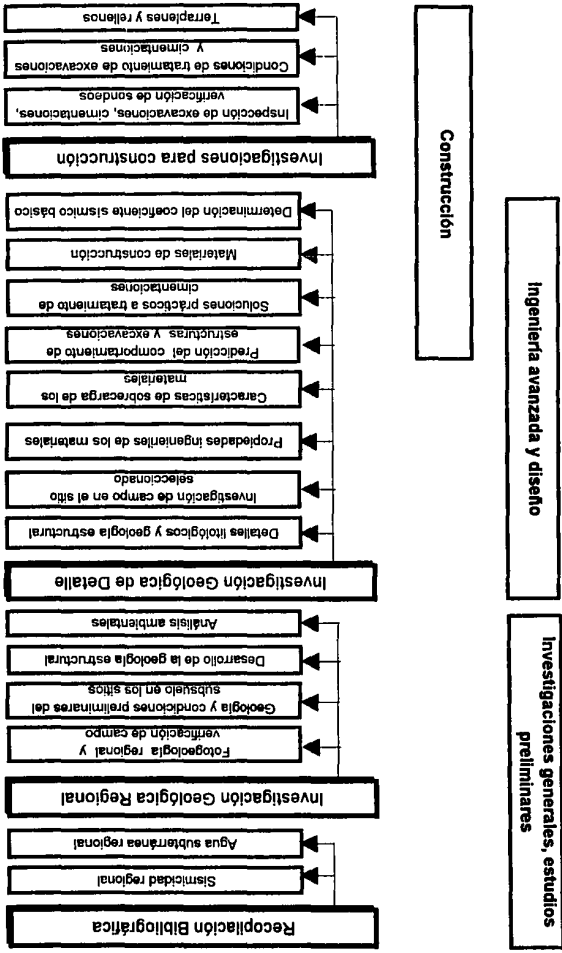


TABLA No. 3	
Rangos de resistividad eléctrica de rocas y suelos más comunes	
MATERIAL	RESISTIVIDAD $\Omega - m$
Galena	5.00E-03 a 5.00E-02
Calcopirita *	1.00E-01 a 1.00E+01
Cuprita *	1.00E-01
Magnetita *	8.00E-03 a 5.00E-01
Pirita	1.00E-03
Pirita *	2.00E-03 a 1.50E+00
Serpentina	2.00E+02
Granito	1.00E+06
Granito *	3.00E+04 a 1.00E+09
Diorita	1.00E+04
Gabro	1.00E+05 a 1.40E+07
Gneis	2.00E+05 a 6.00E+08
Basalto y "trap" *	1.00E+04
Lutita *	1.00E+04 a 1.00E+07
Pizarra	6.40E+02 a 6.50E+04
Conglomerado	2.00E+03 a 1.30E+04
Arenisca	7.00E+01 a 7.00E+03
Arenisca *	3.00E+04 a 1.00E+06
Caliza	1.90E+02
Caliza *	3.00E+03 a 4.00E+04
Marga	7.00E+01
Depósito glacial	6.00E+02
Arena	4.00E+02 a 2.20E+02
Suelos	1.00E+05 a 1.00E+04

Obtenido de :  
Referencia bibliográfica No.10  
Referencia bibliográfica No.13 \*

TABLA No. 2	
Rangos de velocidades en ondas longitudinales	
MATERIAL	VELOCIDAD m/seg
Suelo	170 - 500
Arcilla	1000 - 2800
Arcilla arenosa	975 - 1100
Arcilla arenosa cementada	1160 - 1280
Limo	760
Arena seca	300
Arena húmeda	610 - 1830
Aluvión	550 - 1000
Aluvión (Terciario)	800 - 1500
Aluvión profundo	1100 - 2360
Depósito glacial	490 - 1700
Dunas	500
Loess	375 - 400
Lutita	1800 - 3800
Arenisca	2400 - 4000
Marga	3000 - 4700
Creta	1830 - 3970
Caliza	3000 - 5700
Dolomía	5000 - 6200
Evaporitas	3500 - 5500
Granito	4000 - 5600
Gneis	5100 - 7500
Esquistos o pizarra	2290 - 4700
Roca ígnea del basamento	5500 - 6600
Agua (dependiendo de la temperatura y contenido de sales)	1430 - 1680

Referencia bibliográfica:  
No. 10, Manual de CPE

TABLA No. 4 DIMENSIONES ESTANDAR DE BROCAS CHRISTENSEN.						
TIPO Y TAMAÑO	Dimensiones de la broca +0.005				Dimensiones de las rimas +0.005	
	Diámetro Exterior		Diámetro Interior		Diámetro Exterior	
	ulg.	mm.	ulg.	mm.	ulg.	mm.
RWT	1.175	29.8	0.735	18.7	1.175	29.8
EX	1.485	37.7	0.845	21.5	1.485	37.7
EXD3	1.485	37.7	0.835	21.5	1.485	37.7
EXE	1.485	37.7	0.845	21.5	1.485	37.7
EXM	1.485	37.7	0.845	21.5	1.485	37.7
SWT	1.485	37.7	0.905	23.0	1.485	37.7
AX	1.890	48.0	1.185	30.1	1.890	48.0
AWD4, AWD3	1.890	48.0	1.136	28.9	1.890	48.0
AW34	1.890	48.0	1.320	33.5	1.890	48.0
AXWL (Joy)	1.844	46.8	1.016	25.8	1.859	47.2
AXEW	1.890	48.0	1.129	28.8	1.890	48.0
AXM	1.890	48.0	1.185	30.1	1.890	48.0
AXC Wireline, AMC3	1.890	48.0	1.065	27.0	1.890	48.0
AQ Wireline	1.890	48.0	1.065	27.0	1.890	48.0
200 Biorc	2.082	52.9	1.375	34.9	2.082	52.9
BX	2.360	59.9	1.655	42.0	2.360	59.9
BWD4, BWD3	2.360	59.9	1.625	41.0	2.360	59.9
BW44	2.360	59.9	1.755	44.6	2.360	59.9
BXWL (Joy)	2.359	59.9	1.437	36.5	2.375	60.3
BXEM	2.360	59.9	1.586	40.3	2.360	59.9
BXM	2.360	59.9	1.655	42.0	2.360	59.9
BXB Wireline, BWC3	2.360	59.9	1.432	36.4	2.360	59.9
BQ Wireline	2.360	59.9	1.432	36.4	2.360	59.9
BZ	2.980	75.7	2.155	54.7	2.980	75.7
NWD4, NWD3	2.980	75.7	2.060	52.3	2.980	75.7
NXW (Joy)	2.980	75.7	2.000	50.8	2.984	75.8
NXEM	2.980	75.7	2.085	53.0	2.980	75.7
NXM	2.980	75.7	2.155	54.7	2.980	75.7
EXB Wireline, BWC3	2.980	75.7	1.875	47.6	2.980	75.7
BQ Wireline	2.980	75.7	1.875	47.6	2.980	75.7
MC	3.650	92.7	2.735	69.5	3.650	92.7
BWD4	3.650	92.7	2.400	61.1	3.650	92.7
EXB Wireline, BWD3	3.650	92.7	2.400	61.1	3.650	92.7
MCWL (Joy)	3.656	92.9	2.406	61.1	3.672	93.3
BQ Wireline	3.790	96.3	2.500	63.5	3.790	96.3
CF	4.827	122.6	3.345	85.0	4.827	122.6
PQ Wireline	4.827	122.6	3.345	85.0	4.827	122.6

# De mayor uso en México

Continúa en "Fórmula Long Hole de México 2"

TABLA No. 5 Clasificación de rocas por K. Terzaghi para cargas en túneles con soporte de marcos de acero		
ESTADO DE LA ROCA	CARGA DE ROCA (m)	OBSERVACIONES
1- Dura y masiva	ceró	Sólo se necesita refuerzo escaso, si hay desprendido o chasquido
2- Dura pero estratificada o esquistosa	0 a 0.5 B	Refuerzo escaso mas que nada como protección contra desprendimientos
3- Masiva, ligeramente fisurada	0 a 0.25 B	La carga puede cambiar en forma errática de un punto a otro
4- Medianamente fracturada en bloques algo abiertos	0.25 B a 0.35 (B+H)	No hay presión lateral
5- Muy fracturada en bloques y las fracturas abiertas	(0.35 a 1.1)(B+H)	Foca o ninguna presión lateral
6- Totalmente fraturada pero químicamente inalterada	1.1(B+H)	Presiones laterales considerables. Los efectos de las infiltraciones hacia el piso del túnel requieren apoyo continuo para las partes bajas de los marcos, o bien marcos circulares
7- Roca comprimida, profundidad moderada	(1.1 a 2.2)(B+H)	Considerable presión lateral. Se requiere plantilla apuntalada. Es preferible usar marcos circulares
8- Roca comprimida a gran profundidad	(2.1 a 4.5)(B+H)	
9- Roca expansiva	Hasta 70 m independientemente del valor de (B+H)	Marcos circulares indispensables. En casos extremos úsese refuerzo elástico

Notas:

Hp = macizo rocoso con posibilidades de falla; B = ancho del tacho; H = altura del túnel considerando la profundidad del techo del túnel, a una profundidad mayor de 1.5(B+H)

Se considera el techo del túnel abajo del nivel freático. Si el techo se localiza permanentemente arriba del nivel de agua freática, los valores que se indican de 4 a 6 podrán disminuirse en un 50 %

Obtenido de referencia No. 12



**TABLA No 6**
**Clasificación geotécnica de macizos rocosos fisurados (CSR)**
**A.- Clasificación de los parámetros y su evaluación**

1	Parámetro		Escala de valores						
	Resistencia de la roca inalterada	Resistencia a compresión uniaxial Kg/cm <sup>2</sup>	mejor que 2324	2324-1125	1125-562	562-282	282-100	100-30	30-10
	Evaluación		15	12	7	4	2	1	0
	Calidad de coraciones RQD %		100-90	90-75	75-50	50-25	Menor que 25		
2	Valuación		20	17	13	8	3		
	Espaciamiento de Juntas		> 3	3-1	1-0.3	0.3-0.05	<0.05		
3	Valuación		30	25	20	10	5		
4	Estado de fracturas		superficies muy rugosas, sin continuidad, sin separación. Paredes de roca dura	Superficies algo rugosas, separación: 1mm paredes de roca dura	Superficies algo rugosas, separación: 1mm paredes de roca suave	Superficies pulidas o relieves <5 mm Esp. o fisuras abiertas 1-5 mm fisuras continuas	Relleno baldío <5 mm o fisuras abiertas < 5mm fisuras continuas		
	Valuación		25	20	12	6	0		
5	Aguas subterráneas	Cantidad de infiltración hacia el túnel en túnel	ninguna		< 25	25-125	>125		
		Relación		Cero	0.0-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Presión de agua en la fisura							
		Esfuerzo principal o mayor							
Situación general		Totalmente seco		Sólo húmedo	Ligera presión de agua	Serios problemas de agua			
	Valuación		10		7	4	0		

**B. Ajuste en la evaluación por orientación de fisuras**

Orientación de rumbo y echado de fisuras		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable
valuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-80

**C. Clasificación de rocas según el total de valuación**

Valuación	10-61	60-61	60-41	40-21	<20
Clasificación no	I	II	III	IV	V
Descripción	Muy buena roca	Buena roca	Roca regular	Roca mala	Roca muy mala

**D. Significado de la clasificación del macizo rocoso**

Clasificación No	I	II	III	IV	V
Tiempo medio de sosten	10 años para claro de 5 m	6 meses para claro de 4 m	1 semana para claro de 3 m	5 horas para claro de 15 m	10 minutos para claro de 0.5 m
Cohesión de la roca	>30.75 ton/m <sup>2</sup>	30.75-20.50	20.50-15.38	15.38-10.25	<10.25
Angulo de fricción de la roca	>45	45-40	40-35	35-30	<30

Descripción	Valor	Notas
1. Índice de calidad de roca	RQD	
A. Muy mala	0 - 25	1. Donde RQD se reporta o es medido como siendo <
B. Mala	25 - 50	10 Inclusive oI, se le otorga un valor nominal de 10 aplicable a Q
C. Regular	50 - 75	
D. Buena	75 - 90	
E. Excelente	90 - 100	2. Intervalos de 5 para RQD, o sea 100, 95, 90 etc. son suficientemente precisos
2. Número de sistemas de fisuras	J <sub>s</sub>	
A. Masivo, sin o con pocas fisuras	0.5 - 1.0	
B. Un sistema de fisuras	2	
C. Un sistema de fisuras + una aislada	3	
D. Dos sistemas de fisuras	4	
E. Dos sistemas de fisuras + una aislada	6	
F. Tres sistemas de fisuras	9	1. Para cruces en túneles utilizar (2 x J <sub>s</sub> )
G. Tres sistemas de fisuras + una aislada	12	2. Para portales utilizar (2 x J <sub>s</sub> )
H. Cuatro o más sistemas de fisuras, fisuración intensa, etc.	15	
J. Roca triturada, terregal	20	
3. Número de rugosidad de las fisuras	J <sub>r</sub>	
a) Contacto en las paredes		
b) Contacto en las paredes antes de un cisalño de 10 cm		
A. Fisuras sin continuidad	4	
B. Rugosas o irregulares, corrugadas	3	
C. Suaves, corrugadas suaves	2	
D. Retiz de falla, o superficie de fricción ondulada*	1.5	1. Afade 1.0 si el espaciamiento medio del sistema de juntas es mayor de 3 m.
E. Rugosas o irregulares pero planas	1.5	2. J <sub>r</sub> = 0.5 se puede usar para fisuras de fricción planas y que tengan alineaciones con la condición de que éstas estén orientadas para resistencia mínima
F. Lisas y planas	1.0	
G. Retiz de falla o superficie de fricción*, plano	0.5	

\*Muchos profesionales también traducen slickenside como retiz de falla; otros lo usan sin traducción.

c) Sin contacto de roca después de un cisalño de 10 cm		
H. Zona que contiene minerales arcillosos de espesor suficiente para impedir el contacto de paredes	1.0	
J. Zona arenosa, de grava o roca triturada de espesor suficiente para impedir el contacto de paredes	1.0	
4. Número de alteración de las juntas	J <sub>a</sub>	φ, (aprox.)
a) Contacto en las paredes de roca		
A. Relleno soldado, duro, inablandable, impermeable	0.75	
B. Paredes inalteradas, solo con manchas de superficie	1.0 (25° - 35°)	
C. Paredes ligeramente alteradas, con recubrimientos de minerales inablandables, partículas arenosas, roca triturada sin arcilla	2.0 (25°-30°)	1. Los valores de φ, el ángulo de fricción residual, se indican como guía aproximada de las propiedades mineralógicas de los productos de alteración, si es que están presentes
D. Recubrimientos limosos o arenoso-arcillosos, pequeñas partículas de arcilla (inablandable)	3.0 (20° - 25°)	
E. Recubrimientos ablandables o con arcilla de baja fricción o sea kaolinita o mica. También clorita, talco, yeso y grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas (recubrimientos sin continuidad de 1-2 mm de espesor o menos)	4.0 ( 8° - 16°)	
b) Contacto en las paredes antes de un cisalño de 10 cm		
F. Partículas arenosas, roca desintegrada sin arcilla, etc.	4.0 (25° - 30°)	
G. Rellenos de minerales arcillosos muy consolidados e inablandables (continuos < 5 mm de espesor)	6.0 (16° - 24°)	
H. Rellenos de minerales arcillosos de consolidación media o baja (continuos, < 5 mm de espesor)	8.0 ( 8° - 16°)	
J. Rellenos de arcillas expansivas, o sea montmorillonita (continuas, < 5 mm de espesor). El valor J <sub>a</sub> depende del porcentaje de partículas expansivas y del acceso al agua	8.0-12.0 ( 6°-12°)	
c) Sin contacto de las paredes después del cisalño		
K. Zonas o capas de roca y arcilla desintegrada	6.0	

L. o triturada (véase G, H y J para condiciones de arcilla)	8.0	
M. Zonas o capas de arcilla limosa o arenosa, pequeñas fracciones de arcilla (inablandable)	0.8-12.0	
Q. Zonas o capas gruesas	5.0	
P. de arcilla (véase G, H y J para las condiciones de la arcilla)	10.0-13.0	
H. las condiciones de la arcilla	13.0-20.0	
5. Factor de reducción por agua en las fisuras	J <sub>w</sub>	
A. Excavación seca o poca infiltración, n sea < 5 min localmente	1.0	
B. Infiltración o presión medianas con lavado ocasional de los rellenos	0.66	
C. Gran infiltración o presión alta en roca competente con juntas sin relleno	0.50	
D. Gran infiltración a presión alta, lavado importante de los rellenos	0.33	
E. Infiltración o presión excepcionalmente altas con las juntas, disminuyendo con el tiempo	0.2-0.1	
F. Infiltración o presión excepcionalmente altas en todo momento	0.1 - 0.05	
6. Factor de reducción de esfuerzos		
a) Zonas de debilidad que incrementan la excavación y que pueden ser la causa de que el macizo se desestabilice cuando se construye el túnel		
A. Múltiples zonas de debilidad que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación < 50 m)		
B. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación < 50 m)		
C. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación > 50 m)		
D. Múltiples zonas de fracturas en roca competente (sin arcilla), roca circundante suelta (cualquier profundidad)		
E. Zonas de fracturas aisladas en roca competente (sin arcilla), (profundidad de la excavación < 50 m)		
F. Zonas de fracturas aisladas en roca competente (sin arcilla), (profundidad de la excavación > 50 m)		
G. Fisuras abiertas sueltas, fisuración intensa (cualquier profundidad),		
b) Roca competente, problemas de esfuerzos		
H. Esfuerzo bajo, cerca de la superficie	φ <sub>c</sub> > 200	φ <sub>d</sub> > 13

## TABLA No. 7

CLASIFICACION DEL INDICE DE CALIDAD DE TUNELES (NGI).

<p>facilidad de roca después de sufrir un ciclo de 10 cm</p> <p>contiene minerales de espesor suficiente para impedir el contacto de las juntas</p> <p>roca, de grava o roca de espesor suficiente para el contacto de paredes</p>	<p>1.0</p> <p>1.0</p>
<p>alteración de las juntas</p> <p>roca en las paredes de roca blanda, dura, inabundante, blanda</p> <p>alteradas, sólo con la superficie</p> <p>seramente alteradas, fragmentos de minerales arenosos, partículas arenosas, fragmentos de arcilla, fragmentos de arena, fragmentos de minerales inabundantes o abundantes con baja fricción o sea mica. También clorita, y grafito, etc., y unidades de arcillas (recubrimientos sin <math>\phi</math> de 1-2 mm. de espesor o</p> <p>en las paredes antes de ser</p> <p>arenosas, roca</p> <p>etc.</p> <p>minerales arcillosos muy finos e inabundantes</p> <p>de 5 mm de espesor</p> <p>minerales arcillosos de una media o baja</p> <p>de 5 mm de espesor</p> <p>arcillas expansivas, o filonita (continuas, &lt; 5 por). El valor <math>J_2</math> es el porcentaje de partículas de del acceso al agua</p> <p>roca de las paredes después de ser</p> <p>de roca y arcilla</p>	<p><math>J_2</math></p> <p><math>\phi</math>, (aprox.)</p> <p>0.75</p> <p>1.0 (25° - 35°)</p> <p>1.0 (25° - 30°)</p> <p>3.0 (20° - 25°)</p> <p>4.0 (15° - 16°)</p> <p>4.0 (25° - 30°)</p> <p>6.0 (16° - 24°)</p> <p>8.0 (8° - 16°)</p> <p>8.0-12.0 (6° - 12°)</p> <p>6.0</p>

<p>L. o triturada (véase G, H y J para M. condiciones de arcilla)</p> <p>N. Zonas o capas de arcilla limosa o arenosa, pequeñas fracciones de arcilla (inabundante)</p> <p>Q. Zonas o capas gruesas</p> <p>P. de arcilla (véase G, H y J para Ft. las condiciones de la arcilla)</p>	<p>8.0</p> <p>0.8-12.0 (6° - 24°)</p> <p>5.0</p> <p>10.0-13.0</p> <p>13.0-20.0 (6° - 24°)</p>
<p>5. Factor de reducción por agua en las juntas</p> <p>A. Excavación seca o poca infiltración, o sea &lt; 5 mín localmente</p> <p>B. Infiltración o presión medianas con lavado ocasional de los rellenos</p> <p>C. Gran infiltración o presión alta en roca competente con juntas sin relleno</p> <p>D. Gran infiltración o presión alta, lavado importante de los rellenos</p> <p>E. Infiltración o presión excepcionalmente altas con las voladuras, disminuyendo con el tiempo</p> <p>F. Infiltración o presión excepcionalmente altas en todo momento</p>	<p><math>J_w</math></p> <p>Presión aprox. del agua (kg/cm<sup>2</sup>)</p> <p>1.0 1.0</p> <p>0.66 1.0 - 2.5</p> <p>0.50 2.5-10.0</p> <p>0.33</p> <p>0.2 - 0.1 10</p> <p>0.1 - 0.05 10</p>
<p>6. Factor de reducción de esfuerzos</p> <p>a) Zonas de debilidad que interesen la excavación y que pueden ser la causa de que el macizo se desestabilice cuando se construye el túnel</p>	<p>SRF</p>
<p>A. Múltiples zonas de debilidad que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada, roca circundante muy suelta (cualquier profundidad)</p> <p>B. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación &lt; 50 m)</p> <p>C. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación &gt; 30 m)</p> <p>D. Múltiples zonas de fracturas en roca competente (sin arcilla), roca circundante suelta (cualquier profundidad)</p> <p>E. Zonas de fracturas aisladas en roca competente (sin arcilla), profundidad de la excavación &lt; 50 m</p> <p>F. Zonas de fracturas aisladas en roca competente (sin arcilla), profundidad de la excavación &gt; 50 m</p> <p>G. Fracturas abiertas sueltas, fisuración intensa (cualquier profundidad)</p> <p>H. Esfuerzo bajo, cerca de la superficie</p>	<p>1. Reduzcanse estos valores SRF de 25-50% si las zonas de fracturas sólo interesan pero no cruzan la excavación</p> <p>2. Para un tiempo vírgen de esfuerzos fuertemente anisotrópico (si se mide): cuando <math>\sigma_2 \geq \frac{1}{2} \sigma_1</math> o 10, redúzase <math>\sigma_2</math> a <math>0.8 \sigma_1</math> y <math>\sigma_3</math> a <math>0.8 \sigma_2</math>. Cuando <math>\sigma_2/\sigma_1 &gt; 10</math>, redúzase <math>\sigma_2</math> a <math>0.6 \sigma_1</math> y <math>0.6 \sigma_2</math>, donde <math>\sigma_1 =</math> fuerza comprensiva no confinada, y <math>\sigma_2 =</math> fuerza de tensión (o <math>\sigma_2</math> de punta) y <math>\sigma_3</math> son las fuerzas mayores y menores principales.</p> <p>3. Hay pocos casos reportados donde el techo abajo de la superficie sea menor</p> <p>10.0</p> <p>5.0</p> <p>2.5</p> <p>7.5</p> <p>5.0</p> <p>2.5</p> <p>5.0</p> <p>SRF</p> <p>&gt; 200</p> <p>&gt; 13</p> <p>2.5</p>

<p>J. Esfuerzo mediano</p> <p>K. Esfuerzo grande, estructura muy cerrada (generalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable) para la estabilidad de las tablas</p> <p>L. Desprendido moderado de la roca (roca masiva)</p> <p>M. Desprendido intenso de la roca (roca masiva)</p> <p>c) Roca compresiva, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de presiones altas de la roca</p> <p>N. Presiones comprensivas moderadas</p> <p>O. Presiones comprensivas altas</p> <p>d) Roca expansiva, acción química expansiva dependiendo de la presencia de agua</p> <p>P. Presiones expansivas moderadas</p> <p>R. Presiones expansivas altas</p>	<p>200-10</p> <p>13-0.6</p> <p>1.0</p> <p>10-5</p> <p>5-2.5</p> <p>&lt; 2.5</p> <p>&lt; 0.16</p> <p>10-20</p> <p>5-10</p> <p>0.33-0.16</p> <p>8-10</p> <p>5-10</p> <p>10-20</p> <p>10-20</p> <p>5-10</p> <p>10-20</p>	<p>que el ancho del claro. Se sugiere que el SRF sea aumentado de 2.5 a 5 para estos casos (ver H).</p> <p>SRF</p>
---	---	--

#### NOTAS COMPLEMENTARIAS PARA EL USO DE ESTAS TABLAS

Al estimar la calidad de roca (Q) se seguirán las siguientes instrucciones complementarias a las notas indicadas en las tablas:

1. Cuando no se dispone de nucleos de perforación, se podrá estimar la RQD por la cantidad de fisuras por unidad volumen, en la que la cantidad de juntas por metro de cada sistema (si juntas se suman. Una simple relación podrá usarse para convertir esta cantidad en RQD) para una roca sin arcilla:

$$RQD = 115 - 3.3 J_n \text{ (aprox.) donde } J_n \text{ es cantidad total de fisuras por m}^3 \\ \text{RQD} = 100 \text{ para } J_n < 4.5.$$

2. El parámetro  $J_n$  que representa la cantidad de sistemas de fisuras estará afectado notablemente por fallas, empalmes, juntas, cuencos piramido o estratificación etc. Cuando están muy evidentes en "puntos débiles" deberán evidenciarse cuidadosamente como sistemas completos de fisuras. Sin embargo, si hay pocas fisuras visibles, o si no hay más que interrupciones ocasionales en el día, o estas características, será más correcto contarlas como "fisuras aisladas" cuando se evalúan  $J_n$ .

3. Los parámetros  $J_2$  y  $J_3$  (que representan el esfuerzo constante del macizo relativo al esfuerzo  $\sigma_1$  en la dirección de máxima tensión de la zona que se examina. Sin embargo, cuando un sistema de fisuras o una discontinuidad con la valsección mínima  $J_2/J_1$  tiene una orientación favorable para la estabilidad, otro sistema o discontinuidad con una orientación menos favorable puede ser más sobresaliente, y su valor más grande de  $J_2/J_1$  se usará al evaluar  $J_2$ . De hecho, el valor de  $J_2/J_1$  relaciona a los sistemas de fisuras más competentes que puede llevar al macizo al fallo.

4. Cuando un macizo contiene arcilla, se aplica el factor SRF para roca que se puede soltar. En estos casos la resistencia de la roca inalterada es de poco interés. Sin embargo, cuando las fisuras son pocas y no hay arcilla, la resistencia de la roca inalterada puede ser el estado más débil y la estabilidad dependerá de la relación esfuerzo-roca-resistencia roca. Un campo de esfuerzos fuertemente anisotrópico es desfavorable para la estabilidad y se toma en cuenta esto en forma aproximada en la nota 2 de la tabla para evaluar el factor de reducción por esfuerzos.

5. Las resistencias a la compresión y a la tensión ( $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ ) de la roca inalterada deberán evaluarse en un ambiente saturado si así corresponde a las condiciones (a síte presentes) o futuras. Se hará una estimación muy conservadora de la resistencia para aquellas rocas que se alteran cuando se exponen a la humedad o a un ambiente saturado.

## TABLA No. 7

### DE CALIDAD DE TUNELES (NGI).

T A B L A No. 8

RESUMEN DE PRUEBAS DE LABORATORIO DEL EJEMPLO DE TUNEL EN SUELOS BLANDOS.  
"TUNEL AMPLIACION CUTZAMALA Km 0+290 a Km 0+417"

SONDEO No.	Profundidad (m)		Granulometría						Límites de Atterberg			Densidad del material < No. 4	Compactación Proctor			Esfuerzo Cortante			C Colación (lowind)	Clasificación SUCS	
			Pesos Volumétricos iniciales						W <sub>p</sub> (%)	W <sub>L</sub> (%)	I <sub>p</sub>		W <sub>1</sub> (twe)	W <sub>2</sub> (twe)	W <sub>3</sub> (twe)	Ángulo de fricción φ	C Colación (lowind)				
			G (%)	A (%)	F (%)	LL (%)	LP (%)	LC (%)										U óptimo			U óptimo (%)
PCA-1 Km 0+300 alt. basal = 1524.60 msnm	0.15 a 0.60	0.60 a 2.10	0	25	75	68	37	23	31	61.4	1118	54.6		1,046	1,688	1,390	15.0	2,50 *	MH		
	2.10 a 3.00	3.00 a 4.00	0	21	79	57	39	25	28	62.3	2.622		0.630	1,046					MH		
	4.00 a 5.00	5.00 a 6.00	0	23	77	69	40	25	29	53.8	2.566	1020	57.3	1516	0.626	1,008	1,382	19.0	1.00 *	OH	
	6.00 a 7.00	7.00 a 8.00	0	23	77	69	40	25	29	53.8	2.566	1020	57.3	1516	0.612	1,027	1,373	18.0	1,25 *	OH	
PCA-2 Km 0+360 alt. basal = 1544.00 msnm	0.00 a 0.35	0.35 a 1.10	0	26	74	51	32	23	19	52.4	2.496	1190	48.7		1,113	1,732				MH	
	1.10 a 3.60	3.60 a 3.65	0	27	73	52	31	22	21	50.5	2.796	1260	40.7	1219	1,003	1,512	1,644	3.5	4,50 *	OH	
	3.65 a 5.00	5.00 a 5.00	0	27	73	52	31	22	21	50.5	2.796	1260	40.7	1219	1,008	1,507	1,648	7.0	3,70 *	OH	
	5.00 a 5.00	5.00 a 5.00	0	27	73	52	31	22	21	50.5	2.796	1260	40.7	1219	1,008	1,507	1,648	7.0	3,70 *	OH	
SM-1 Km 0+370 alt. basal = 1523.64 msnm	0.0 a 0.60	0.60 a 1.60	0	8	92	68	26		42	50.0	2.628				1,234	1,713	1,764	22.0	6,0 *	CH	
	1.0 a 1.60	1.60 a 2.20	0	9	91	62	25		37	47.0	2.628									CH	
	1.6 a 2.20	2.20 a 2.6	0	5	95	65	30		35	48.0	2.628									CH	
	2.6 a 4.00	4.00 a 4.6	0	11	89	59	29		40	54.0	2.640									CH	
	3.6 a 4.00	4.00 a 4.6	0	12	88	45	33		12	30.0	2.640									ML	
	4.6 a 4.90	4.90 a 5.6	0	17	83	37	24		13	29.0	2.600									ML	
	5.6 a 6.00	6.00 a 6.6	0	15	85	35	25		10	31.0	2.645									ML	
	6.6 a 6.75	6.75 a 7.6	0	10	90	47	32		15	36.0	2.645									ML	
	7.6 a 7.85	7.85 a 11.3	0	13	87	48	33		15	35.0	2.623									ML	
	11.3 a 11.90	11.90 a 12.3	0	95	5					30.0	2.623										SP
	12.3 a 12.90	12.90 a 12.90	0	96	4					32.0	2.623										SP
SM-2 Km 0+400 alt. basal = 1547.54 msnm	0.0 a 0.60	0.60 a 1.0	0	6	94	68	27		41	56.0	2.638									CH	
	1.0 a 1.60	1.60 a 2.0	0	13	87	99	40		59	70.9	2.633				0.883	1.451	1.547	16.0	5,5 *	CH-MH	
	2.0 a 2.90	2.90 a 3.50	0	10	90	80	43		37	68.5	2.633									CH	
	3.50 a 4.0	4.0 a 5.9	0	9	91	86	45		41	68.3	2.657				0.993	1.604	1.619	0.0	6,8 *	CH	
	4.0 a 4.60	4.60 a 5.9	0	4	96	75	30		45	64.5	2.763									CH	
	5.9 a 6.50	6.50 a 8.0	0	5	95	68	24		44	61.3	2.657				0.993	1.604	1.619	0.0	6,8 *	CH	
	6.50 a 8.0	8.0 a 8.8	0	11	89	109	41		58	116.9	2.703				0.597	1.331	1.376	9.0	5,0 *	CH-MH	
	8.0 a 8.90	8.90 a 8.9	0	11	89	109	41		58	116.9	2.703				0.631	1.317	1.398	8.0	5,0 *	CH-MH	
	8.9 a 9.50	9.50 a 10.0	0	10	90	70	25		45	79.8	2.685										CH
	10.0 a 10.60	10.60 a 11.0	0	6	94	70	30		40	75.4	2.725										CH
	11.0 a 11.60	11.60 a 12.0	0	6	94	70	30		40	68.7	2.725										CH
	12.0 a 12.60	12.60 a 13.0	0	10	90	70	29		11	72.3	2.658										CH
	13.0 a 13.60	13.60 a 14.0	0	10	90	70	29		11	72.3	2.658										CH
	14.0 a 14.60	14.60 a 15.0	0	9	91	71	33		38	71.5	2.667										CH
	15.0 a 15.60	15.60 a 16.0	0	9	91	71	33		38	69.6	2.667										CH
16.0 a 16.60	16.60 a 17.0	0	9	91	71	33		38	65.6	2.667										CH	
17.0 a 17.60	17.60 a 18.0	0	9	91	71	33		38	72.4	2.667										CH	
18.0 a 18.15	18.15 a 19.0	0	9	91	71	33		38	75.4	2.667										CH	
19.0 a 19.15	19.15 a 19.15	0	9	91	71	33		38	48.6	2.667										CH	

Notas: - Los sondeos SM-3 y SM-4, se realizaron en la primera etapa de la Obra  
 (\*) - Pruebas tipo UU  
 (\*) - Pruebas tipo CU

**T A B L A No. 9 RESUMEN DE PRUEBAS DE LABORATORIO DEL EJEMPLO DE PUENTE CARRETERO "CRUCE CON EL RIO HONDO EN EL Km 10+942 DE LA CARRETERA LA VENTA-CIAHAPA**

Sondeo No.	Profundidad (m)	Granulometría						Límites de Atterberg			n %	S <sub>n</sub>	Q <sub>v</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	Módulo de E. Relativo (kg/cm <sup>2</sup> )		Clasificación		
		G (%)	A (%)	F (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)				SUCS	ROCA			
1	0.0 a 0.60											26						
	1.0 a 1.60										25							
	2.0 a 2.60										36	2.510						
	3.0 a 3.30										11							
2	0.0 a 0.60							42	16	26	24							CL
	1.0 a 1.60										18							
	2.0 a 2.35										23	2.561						
	8.1 a 9.50	21	45	34							19							CL
	10.5 a 10.65							30	18	12								Frac-GP
	11.6 a 11.65	91	6	3								7.632	60.00					
13.65 a 14.50																		
3	1.0 a 1.60						75	17	58	31								CH
	2.0 a 2.60	2	25	73			63	17	46	24								CH
	5.0 a 5.50	0	27	73			40	17	23	23								CL
4	5.0 a 5.60	7	21	72			45	18	27	23	1.432							CL
	7.1 a 7.60	7	27	66			56	20	36	30								CH
	11.0 a 11.60	24	41	35			42	14	28	24								SC
	15.0 a 15.60	11	40	49			39	11	28	23		2.520						SC

Obtenido de referencia No. 28

**T A B L A No. 10 RESUMEN DE PRUEBAS DE LABORATORIO DEL EJEMPLO DE PRESA PRESA DE ALMACENAMIENTO "LA LAJA"**

sondeo No.	Profundidad (m)	Granulometría						Límites de Atterberg			Q <sub>v</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	Pores Volumétricos		Módulo de Elasticidad		Clasificación	
		G (%)	A (%)	F (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	U (%)	U <sub>200</sub> (%)	U <sub>60</sub> (%)		Relativo (kg/cm <sup>2</sup> )	Relativo (kg/cm <sup>2</sup> )	SUCS	ROCA Intacta		
1	0.6 a 1.80	8	52	40	74	24	50	685	2.796	2.806	43,083.4	62.90	SC	CL			
	1.2 a 2.65							515	2.777		102,812.5	199.64	Rmn	DM			
	9.5 a 11.00							855	2.754	2.764	83,366.0	97.50	Rmn	CL			
	20.0 a 21.50							853	2.789		47,314.8	95.47	Rmn*	CL			
	26.5 a 28.00							428	2.755	2.779	61,894.8	144.61	Rmn	DM			
2	1.2 a 2.20	3	69	28	31	17	14	600	2.778		73,263.2	122.11	SC	CM			
	12.5 a 14.00							748	2.781	2.789	62,058.2	82.97	Rmn	CL			
	28.0 a 30.00							600	2.680		78,175.7	130.29	Rmn	CM			
								599	2.724	2.733	44,986.9	106.29	Rmn	CL			
3	1.0 a 4.30	7	5	88	59	24	35	300	2.776	2.784	51,260.9	170.87	Rmn	DM			
	4.0 a 5.50							350	2.721	2.734	49,827.5	142.36	Rmn	DM			
	14.5 a 16.00							382	2.711		50,600.0	132.46	Rmn	DM			
	17.5 a 19.00							450	2.699	2.713	71,172.6	158.16	Rmn	DM			
	34.0 a 35.00							457	2.679		82,971.9	181.56	Rmn	DM			
4	0.5 a 1.50	1	31	68	42	20	22	493	2.677	2.682	106,946.5	216.93	Rmn	DM			
	1.1 a 2.60							555	2.781		113,780.3	205.01	Rmn	CM			
	8.6 a 10.10							647	2.758	2.761	89,853.0	138.88	Rmn	CM			
	17.6 a 19.10							640	2.759		87,821.7	137.22	Rmn*	CM			
	28.0 a 30.00							657	2.762	2.766	88,774.9	153.12	Rmn	CM			
								710	2.770	2.779	91,271.7	128.55	Rmn	CH			
5	7.5 a 9.00							733	2.774		88,349.0	120.53	Rmn	CL			
	13.0 a 15.00							770	2.767	2.777	90,681.8	117.77	Rmn	CM			
	18.0 a 19.50							704	2.734	2.745	62,810.6	89.22	Rmn	CL			
								712	2.730		59,773.4	83.95	Rmn	CL			
								856	2.776	2.782	83,475.5	97.52	Rmn	CM			
6	8.0 a 9.00							860	2.769	2.778	77,172.5	89.74	Rmn	CL			
	19.0 a 21.50							858	2.773		74,872.7	87.26	Rmn	CL			
	29.0 a 30.50							120	2.665		49,382.7	154.32	Rmn*	DM			
								348	2.701	2.721	49,948.0	143.33	Rmn	DM			
								510	2.701		52,894.5	103.71	Rmn	DL			
							523	2.723	2.739	53,394.5	102.09	Rmn	DL				
							519	2.734		61,882.5	119.23	Rmn	DL				

NOTA: Se realizaron con análisis petrográfico

Obtenido de referencia No. 29

TABLA No. 11

RESUMEN DE PRUEBAS DE LABORATORIO DEL EJEMPLO DE BANCOS DE MATERIAL  
BANCOS DE MATERIAL PARA LA PRESA DE ALMACENAMIENTO "LA LAJA", ZIHUATANEJO GRO.

BANCO	P.C.A. No.	Profundidad (m)	Densidad $S_p$	Grava $S_g$		Densidad del Material (kg/m <sup>3</sup> )	Granulometría (%)			Límites de Atterberg (%)			$U$ sat (kg/m <sup>3</sup> )	$V$ d (kg/m <sup>3</sup> )	Dispersión en agua (PPM) 100-500	Inflación (mm)	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	Clasificación STCS	NOTAS	
				Retenido en 75 $\mu$	Retenido en 425 $\mu$		G	A	F	LL	LP	IP								
Rio Verde	1	1.20 a 1.40	2.611	0.63	2.599	2.619	56	33	11	22	13	9						GM	grava arena limosa, color gris claro.	
	2	1.10 a 1.50	2.610	0.66	2.598		51	36	13	23	15	8						GM	grava arena limosa, color gris claro.	
	3	0.80 a 1.30	2.615	0.64	2.600		53	35	12	24	21	5						GM	grava arena limosa, color gris claro.	
	4	0.90 a 1.50	2.608	0.67	2.597		55	38	7	21	15	6			17		1.70	0.21	GM	grava arena limosa, color gris claro. Muestra integral de banco
Zumacán	1	0.70 a 1.80	2.562	0.43	2.550	68	26	6	23	15	8							GM	grava arenosa poco limosa, gris claro.	
	2	0.80 a 1.60	2.571	0.42	2.557	69	24	7	20	16	4							GM	grava arenosa poco limosa, gris claro.	
	3	1.30 a 1.90	2.575	0.33	2.555	71	24	5	22	16	6							GP	grava arenosa poco limosa, gris claro.	
	4	1.50 a 2.00	2.570	0.45	2.566	70	23	7	19	10	9			19		2.00	0.20	GM	grava arenosa poco limosa, gris claro. Muestra integral de banco	
Las Pericas	1	1.40 a 2.00	2.544	0.40	2.527	2.693	52	39	9	21	13	8							GM	grava arenosa poco limosa, gris claro.
	2	1.20 a 1.80	2.552	0.30	2.520		56	37	7	19	14	5							GM	grava arenosa poco limosa, gris claro.
	3	1.00 a 1.80	2.549	0.40	2.523		53	39	8	20	16	4							GM	grava arenosa poco limosa, gris claro.
	4	1.40 a 1.90	2.547	0.40	2.521		54	39	7	19	12	7			14		2.20	0.18	GM	grava arenosa poco limosa, gris claro. Muestra integral de banco
La Laja														2775	2772	9	11	0.90		Muestra integral de banco (triturada)
														2791	2782	8	10	0.80		
														2798	2785	11	12	1.00		

Obtenido de referencia No. 30

## **FIGURAS**

## SUELOS

Materiales superficiales

	RELLEÑO
	RAICES
	LOESS
	ARCILLA
	LIMO
	LIMO ARCILLOSO
	ARENA SUELTA
	GRAVA
	ARENA Y GRAVA
	GRAVAS, CARREOS ESTRATIFICADOS
	BOLEOS
	TURBA
	MATERIA ORGÁNICA
	CONCHAS Y FÓSILES
	TILITAS, MORRENAS
	ARCILLA CALICHOSA

## ROCAS IGNEAS

	CENIZAS
	AGLOMERADO
	BRECHAS
	TOBAS
	GRANITO
	DIORITA
	GABRO
	RIOLITA
	BASALTO
	ANDESITA
	DACITA
	DIABASA
	PEGMATITA
	SIÉNITA
	VEVAS

## ROCAS SEDIMENTARIAS

	CALIZA
	CALIZA MASIVA
	CALIZA TABLEADA
	CALIZA ESPÁTICA
	CALIZA ARENOSA
	CALIZA MARGOSA
	ALTERNANCIAS DE CALIZAS Y MARGAS
	MARGAS CALCAREAS
	MARGAS
	MARGAS ARENOSAS
	DOLOMIA
	CALIZA DOLOMÍTICA
	DOLOMIA MARGOSA
	DOLOMIA ARENOSA
	BRECHA
	CONGLOMERADO
	ARENISCA GRUESA
	ARENISCA MEDIA
	ARENISCA FINA
	ARENISCA CALCAREA
	LUTITA
	LIMOLITA
	TRAVERTINO
	TUFA
	SALES
	YESOS
	CARBÓN

## ROCAS METAMORFICAS

	CUARCITA
	MARMOL
	PIZARRA
	GRANITO ESQUISTOSO O GNEISICO (GRANITIZACIÓN)
	GNEIS
	GNEIS Y ESQUISTO
	ESQUISTO
	MIGMATITAS

## MATERIALES PETREOS DIVERSOS

	ROCA FRACTURADA
	MICA
	GLAUCONITA
	BENTONITA
	JABONILLO, TALCO, SERPENTINA

## SIMBOLOS ESTRATIGRAFICOS

Q	CUATERNARIO
T	TERCIARIO
Tpl	PLIOCENO
Tm	MIOCENO
To	OLIGOCENO
Te	EOCENO
Tpol	PALEOCENO
M	MESOZOICO
K	CRETACICO
J	JURASICO
Ti	TRIASICO
Pal	PALEOZOICO
Pe	PRECAMBRICO

S	SUPERIOR
m	MEDIO
I	INFERIOR

	VOLCAN
	COLADAS DE LAVA
	LIMITE DE ZONA INESTABLE
	LIMITE DE ZONA DE DERRUMBES
	ANTIGUO CONO DE DEYECCIÓN
	SOLIFLUXION
	DESPLAZAMIENTO
	AVALANCHAS
	DESGAJAMIENTOS
	BANCO DE MATERIALES
	DEPOSITO DE TALUD
	TERRENO INUNDABLE O PANTANOSO
	TERRENO PERMEABLE
	ZONA DE ACUMULACION DE MATERIAL
	ACUÑAMIENTO
	DISCORDANCIA ANGULAR (<10°)
	NODULOS
	SUPERFICIE CARSTIFICADA
	ESTIROLITAS
	ESTRATIFICACION CRUZADA PLANAR
	PEQUEÑA ESCALA
	MEDIA ESCALA
	GRAN ESCALA
	HUELLAS DE CARGA
	GRIETAS DE DESECCACION
	JALES DE MINA



**ROCAS METAMORFICAS**

	CUARCITA
	MARMOL
	PIZARRA
	GRANITO ESQUISTOSO O GNEISICO (GRANITIZACION)
	GNEIS
	GNEIS Y ESQUISTO
	ESQUISTO
	MIGMATITAS

**MATERIALES PETREOS DIVERSOS**

	ROCA FRACTURADA
	MICA
	GLAUCONITA
	BENTONITA
	JABONCILLO, TALCO SERPENTINA

	VOLCAN
	COLADAS DE LAVA
	LIMITE DE ZONA INESTABLE
	LIMITE DE ZONA DE DERRUMBES
	ANTIGUO CONO DE DEYECCION
	SOLIFLUXION
	DESLIZAMIENTO
	AVALANCHAS
	DESGAJAMIENTOS
	BANCO DE MATERIALES
	DEPOSITO DE TALUD
	TERRENO INUNDABLE O PANTANOSO
	TERRENO PERMEABLE
	ZONA DE ACUMULACION DE MATERIAL
	ACUNAMIENTO
	DISCORDANCIA ANGULAR (<10°)
	NUDULOS
	SUPERFICIE CARSTIFICADA
	ESTILOLITAS

**ESTRATIFICACION CRUZADA PLANAR**

	PEQUEÑA ESCALA
	MEDIA ESCALA
	GRAN ESCALA
	HUELLAS DE CARGA
	GRIETAS DE DESECACION
	JALES DE MINA

INDICACION DE LA DIRECCION DE LA DIFUSION DE LA PRESION

**ESTRUCTURALES**

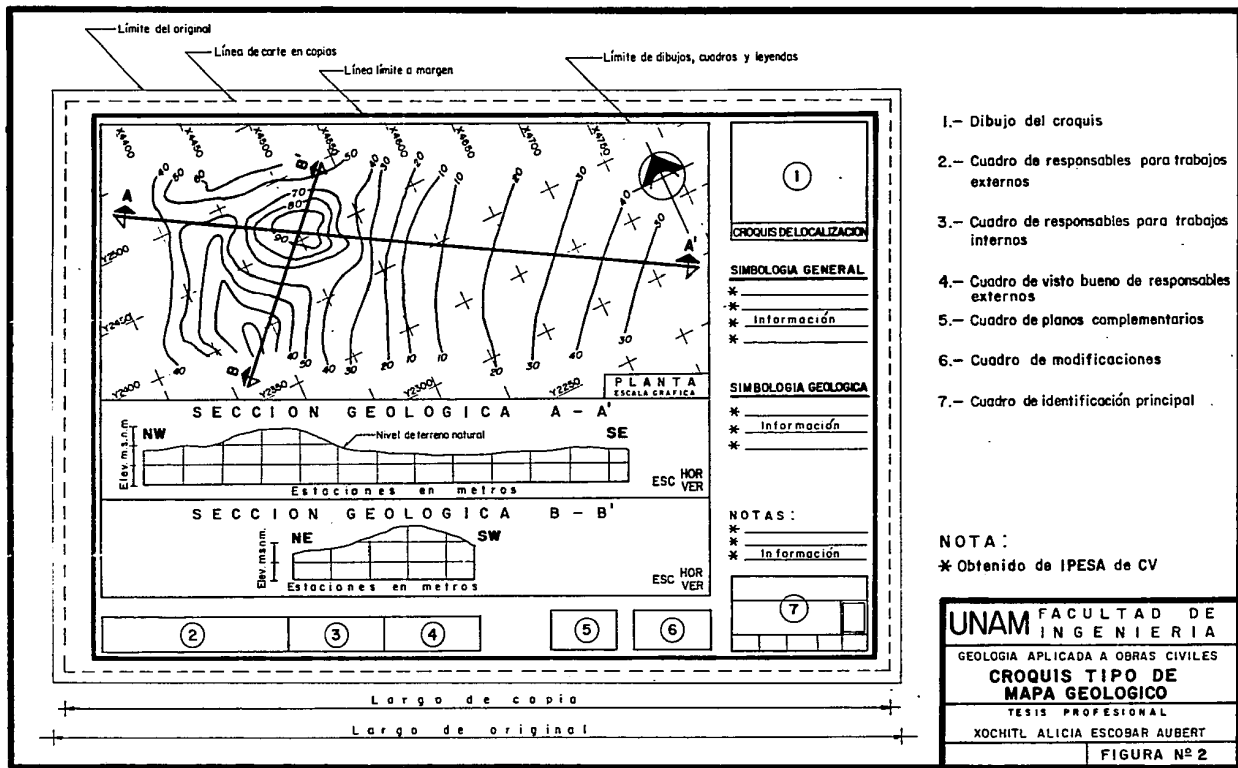
	CONTACTO		DEPRESION
	CONTACTO LOCALIZACION INCIERTA		RUMBO Y ECHADO DE CAPAS
	CONTACTO DE GRADACION		RUMBO DE CAPAS VERTICALES
	CONTACTO OCULTO		RUMBO Y ECHADO DE CAPAS RECUMBENTES
	FALLA, MOSTRANDO RUMBO E INTENSIDAD DEL ECHADO, LINEA DISCONTINUA, DONDE ES INFERIDO		RUMBO DE CAPAS HORIZONTALES
	FALLA, EXISTENTE INCIERTA		RUMBO Y ECHADO DE JUNTAS
	FALLA OCULTA		RUMBO DE JUNTAS VERTICALES
	FALLA QUE MUESTRA UN MOVIMIENTO HORIZONTAL RELATIVO		RUMBO DE JUNTAS HORIZONTALES
	FALLA QUE MUESTRA EL RUMBO Y EL BUZAMIENTO DE UN BLOQUE APARENTEMENTE CAIDO		RUMBO Y ECHADO DE PLANOS DE FRACTURA O EXFOLIACION Y LAJAMIENTO
	FALLA NORMAL, MOSTRANDO EL ECHADO; EL FLANCO ESTRIADO SOBRE LA PARTE HUNDIDA		RUMBO DE PLANOS VERTICALES DE FRACTURA O EXFOLIACION Y LAJAMIENTO
	FALLA INVERSA QUE MUESTRA EL ECHADO; EL FLANCO ESTRIADO SOBRE LA PARTE DESLIZADO HACIA ARRIBA, LOS HUELLAS EN EL LADO ELEVADO, LA FLECHA INDICA DIRECCION DE FALLA		RUMBO DE PLANOS HORIZONTALES DE FRACTURA O EXFOLIACION Y LAJAMIENTO
	ZONA DE CORTINA CON EXPRESION DEL ECHADO GENERAL		RUMBO Y ECHADO DE FOLIACION DE GNEIS O DE ESQUISTO
	EJE DE ANTICLINAL NORMAL, INDICANDO EL RUMBO DEL PLANO ANUAL Y SU BUZAMIENTO, LINEA DISCONTINUA DONDE NO ESTA LOCALIZADO CON PRECISION		RUMBO DE FOLIACION VERTICAL DE GNEIS O DE ESQUISTO
	EJE DE ANTICLINAL RECUMBENTE, INDICANDO LA DIRECCION DEL ECHADO DE SUS FLANCOS		RUMBO DE FOLIACION HORIZONTAL DE GNEIS O DE ESQUISTO
	EJE DE SINCLINAL, CON LINEA INTERRUMPIDA DONDE NO ESTA LOCALIZADO CON PRECISION		DIQUES CON EXPRESION DEL ECHADO
	EJE DE SINCLINAL RECUMBENTE, INDICANDO LA DIRECCION DEL ECHADO DE SUS FLANCOS		ESTRIADO GLACIAR
	DOMO		LINEA DE SECCION ESTRATIGRAFICA

**GENERAL**

	NIVEL FREATICO
	CONCRETO
	DIAMETRO
	LUMBREIRA VERTICAL
	LUMBREIRA INCLINADA
	ENTRADA DE SOCAVON O TUNEL
	SONDEO DE CUALQUIER TIPO
	LOCALIZACION DE UN SONDEO

NOTA :  
\* Obtenida de referencia Nº 6 y 10

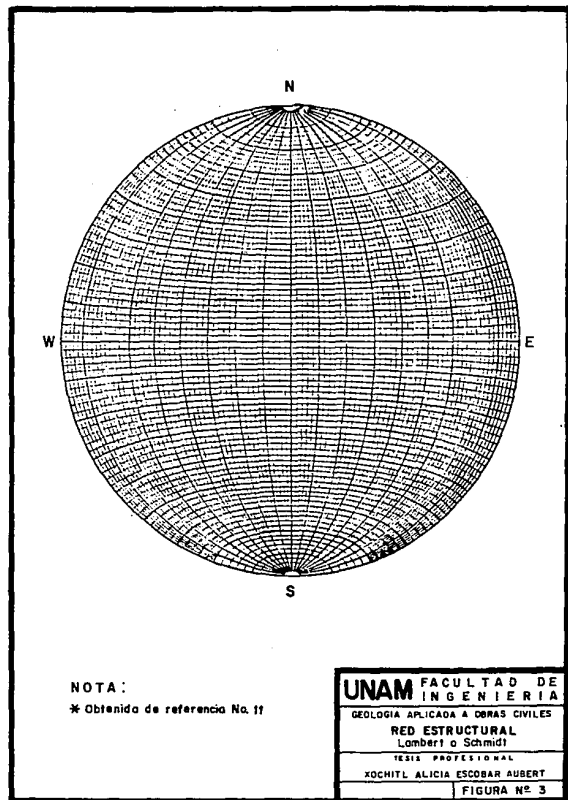
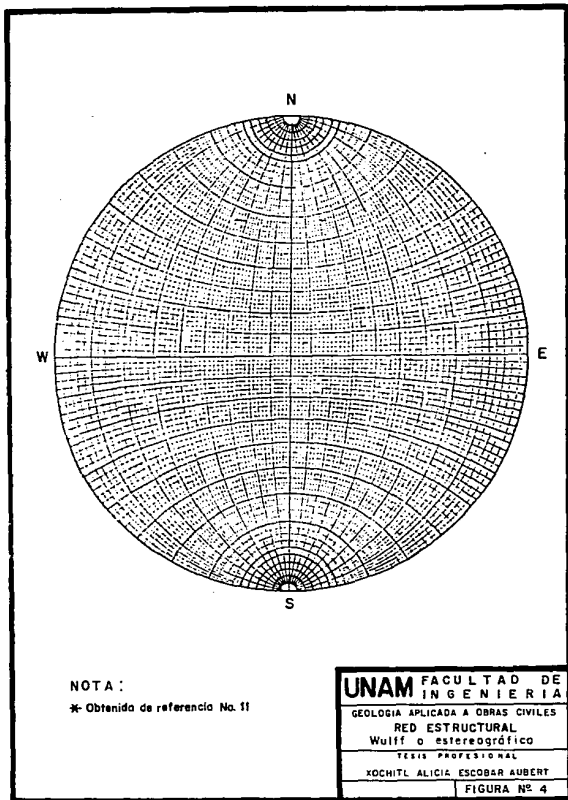
UNAM FACULTAD DE INGENIERIA	
GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES	
SIMBOLOGIA GEOLOGICA	
TESIS PROFESIONAL	
KOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT	
FIGURA Nº 1	

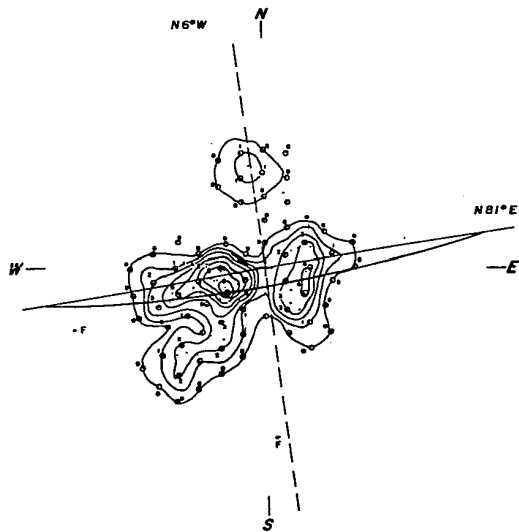


- 1.- Dibujo del croquis
- 2.- Cuadro de responsables para trabajos externos
- 3.- Cuadro de responsables para trabajos internos
- 4.- Cuadro de visto bueno de responsables externos
- 5.- Cuadro de planos complementarios
- 6.- Cuadro de modificaciones
- 7.- Cuadro de identificación principal

NOTA:  
 \* Obtenido de IPESA de CV

<b>UNAM</b>	FACULTAD DE
	INGENIERIA
GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES	
<b>CROQUIS TIPO DE</b>	
<b>MAPA GEOLOGICO</b>	
TESIS PROFESIONAL	
XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT	
FIGURA N° 2	





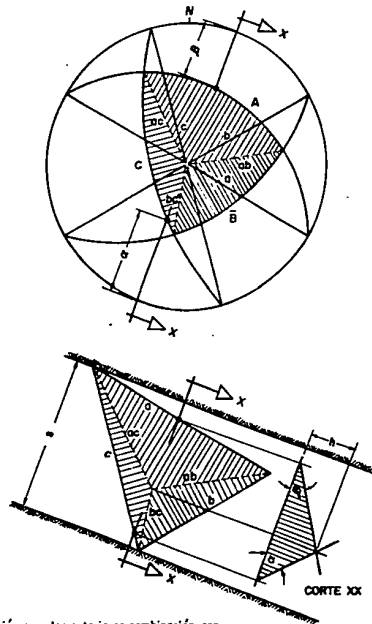
NOTA:

\* Curvas isogónicas obtenidas a partir de los datos estructurales

**UNAM** FACULTAD DE  
INGENIERIA  
GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES  
ESFUERZO PRINCIPAL

TESIS PROFESIONAL  
XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT

FIGURA Nº 5



Construcción complementaria en combinación con una proyección estereográfica para determinar la forma y el volumen de una cuña que se presenta estructuralmente en el techo de un túnel.

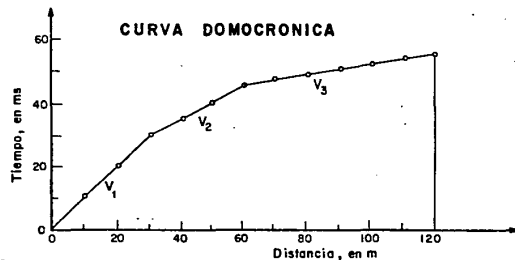
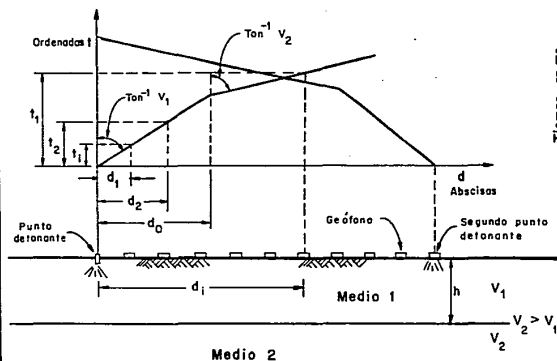
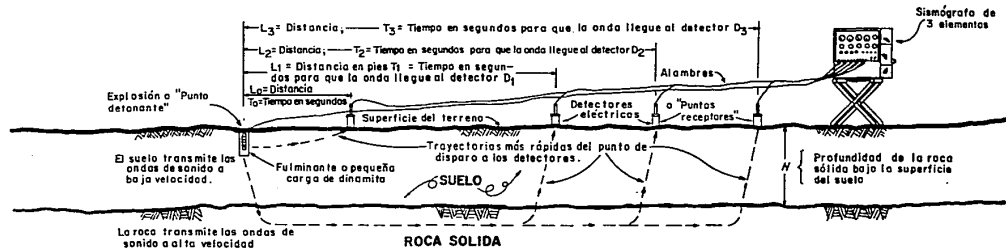
NOTA

\* Obtenida de referencia No. 9

**UNAM** FACULTAD DE  
INGENIERIA  
GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES  
BLOQUE DESLIZANTE

TESIS PROFESIONAL  
XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT

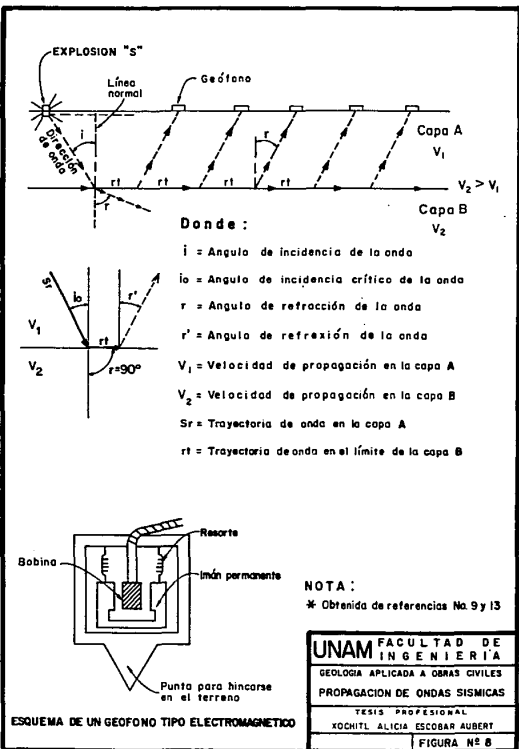
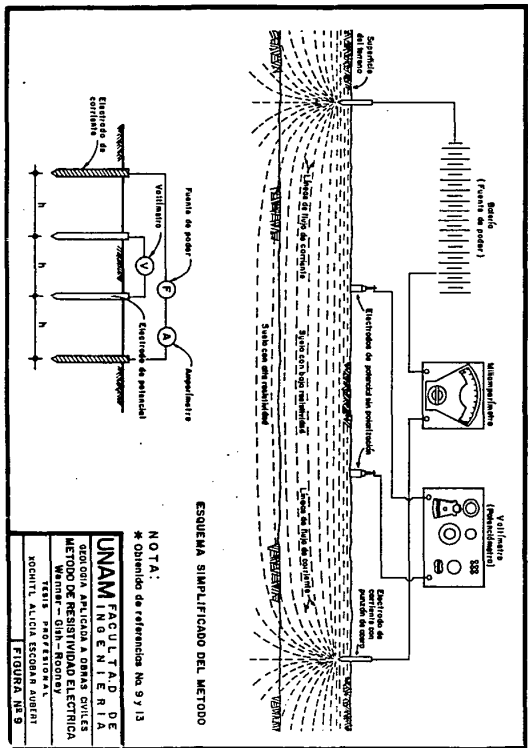
FIGURA Nº 6



NOTA:

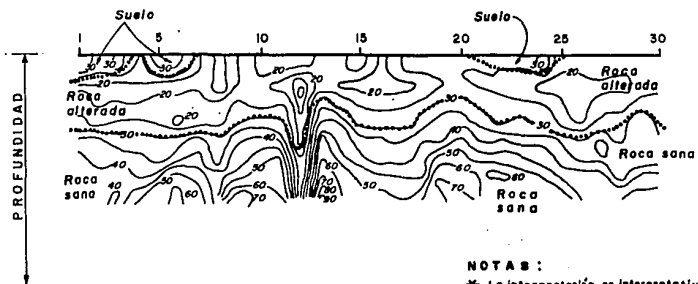
\* Obtenida de referencias No. 9 y 13

UNAM	FACULTAD DE INGENIERIA
	GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES
	<b>METODO DE REFRACCION SISMICA Y CURVA DOMOCRONICA</b>
	TESIS PROFESIONAL
	XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT
	FIGURA N° 7



NOTA:  
\* Obtenida de referencias No 9 y 13

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA  
GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES  
METODO DE RESISTIVIDAD ELECTRICA  
Wanner - Oih - Rodony  
TESIS PROFESIONAL  
XOCCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT  
FIGURA N° 9

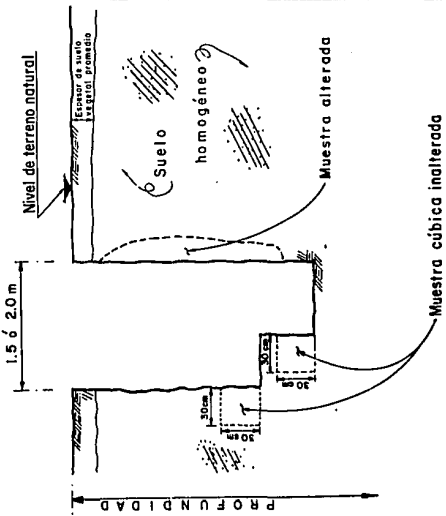


- NOTAS:
- \* La interpretación es interpretativo
  - \* Obtenida de referencia N° 10

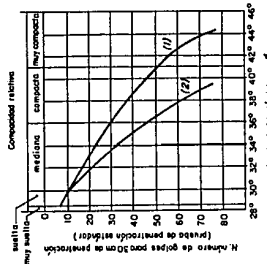
**SIMBOLOGIA**

- 5      10      Puntos de registro
- 40—      Curva de iso-resistividades

<b>UNAM</b>	FACULTAD DE INGENIERIA
	GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES
	DIAGRAMA DE CURVAS DE ISO-RESISTIVIDADES
	TESIS PROFESIONAL
	XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT
<b>FIGURA N° 10</b>	



<b>UNAM</b>	FACULTAD DE INGENIERIA
	GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES
	ESQUEMA DE UN POZO A CIELO ABIERTO
	TESIS PROFESIONAL
	XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT
<b>FIGURA N° 11</b>	



- (1) Relación entre el número de golpes y el ángulo de fricción para arenas medias y gruesas.
- (2) Relación entre el número de golpes y el ángulo de fricción para arenas finas y medias.

Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interno de las arenas.

**SUELOS FRICCIÓNANTES**

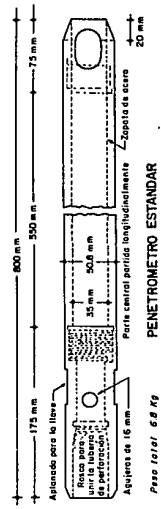
Consistencia	No. de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, $q_p$ $kg/cm^2$
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Medio	4-15	0.50-1.0
Firme	15-30	1.0-2.0
Muy firme	> 30	2.0-4.0
Dura	> 4.0	> 4.0

**SUELOS COHESIVOS**

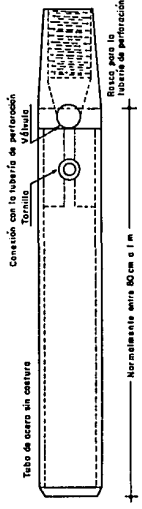
**UNAM** FACULTAD DE INGENIERIA  
 GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES  
**COMPACTIDAD Y RESISTENCIA DE SUELOS**  
 TESIS PROFESIONAL  
 Xóchitl Alicia Escobar Aubert

NOTA:  
 \* Obtenida de referencia No. 17

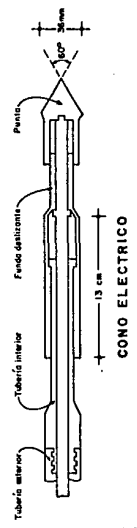
FIGURA No. 13



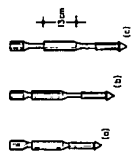
**PENETROMETRO ESTANDAR**



**TUBO SHELBY**



**CONO ELECTRICO**



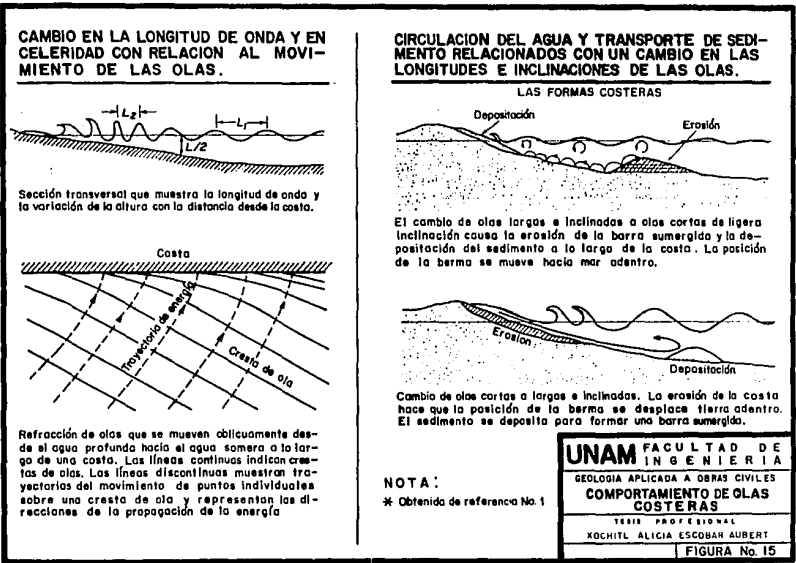
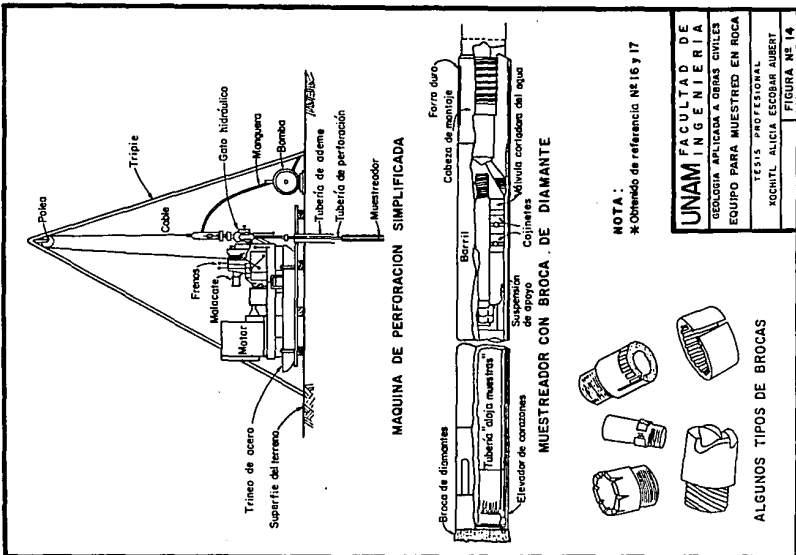
NOTA:  
 \* Obtenida de referencia No. 17 y 23

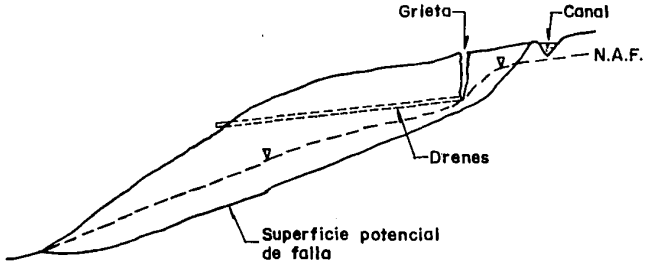
**UNAM** FACULTAD DE INGENIERIA  
 GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES  
**MUESTREADORES DE SUELOS**  
 TESIS PROFESIONAL  
 Xóchitl Alicia Escobar Aubert

SECUENCIA DE HINCADO DEL CONO ELECTRICO

FIGURA No. 12

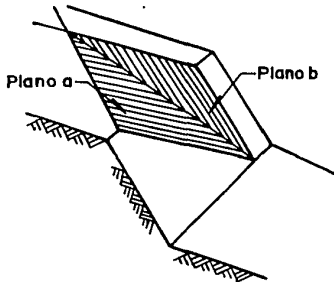




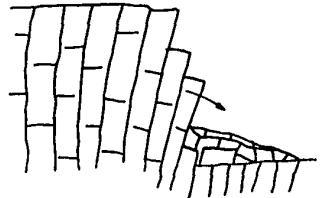


Drenes y canales para disminuir las fuerzas actuantes

## FALLA DE TALUD PLANO O CIRCULAR



## FALLA DE TALUD TIPO CUÑA



## FALLA DE TALUD POR VOLTEO

NOTA

\* Obtenida de referencia No. 24

**UNAM** FACULTAD DE INGENIERIA

GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES  
TIPO DE FALLAS EN TALUDES NATURALES

TESIS PROFESIONAL

XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT

FIGURA N° 16

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE			OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	
Gravito sano y estable.				Despejar a 1/2 H la parte superior al H la base.
Gravito sano frías en bloques.				Aumentar taludes según la disposición de los bloques.
Gravito estable, grandes bloques empacados en arena.				No se recomienda recomendar la construcción de bermas en el cambio de talud.
Gravito estable, grandes bloques empacados en arcilla arenosa.				Se recomienda construir bermas con el objeto de reducir en ésta las pequeñas discontinuidades que normalmente se presentan.
Gravito totalmente inestable (overweight).				Si el producto de la inclinación del terreno es menor que 1, se recomienda construir bermas de 1 m para cada 5 m de talud y de 5 m para cada 10 m.
Dielmas.				Se recomienda tomar en cuenta las mismas observaciones que se hacen para los gravitos, dependiendo del grado de inestabilidad de la masa.
Andamia formada, sin alfileres.				Se recomienda asegurar al quitarse los planos de Espartero.
Andamia fracturada y poco estable.				Se puede construir bermas de 1 m al cambiar cada 5 m en la zona inferior del corte en un corte de 10 m a 15 m y de 5 m a 10 m en la zona superior.
Andamia fracturada y estable.				Se recomienda despejar taludes 1/2 H la parte superior y 1/3 H la parte inferior del corte. Si existe flujo de agua debe proyectarse un sub-drenaje adecuado.
Alfileres sanos y fracturados en grandes bloques, con dielmas de 100 centímetros y verticalidad.				Se recomienda asegurar al quitarse los planos de Espartero, así como despejar a 1/2 H la parte inestable.
Alfileres sanos poco fracturados.				Se recomienda asegurar.
Alfileres fracturados, sanos.				Despejar 1/2 H la parte superior del corte, al estar totalmente en muy buena forma se recomienda despejar 1/3 H.
Alfileres fracturados en bloques de todos tamaños.				Si los fragmentos están sueltos y sin suelo, o van empacados en arena, o en arena con flujo de agua.
Alfileres fracturados en bloques de todos tamaños.				Si los fragmentos están empacados en arena, o en arena con flujo de agua.
Alfileres muy fracturados y en arena muy húmeda de inestabilidad.				En arena muy húmeda se recomienda construir el pie del talud con bermas de 1 m para cada 5 m y de 5 m para cada 10 m.
Cartuchos basálticos inestables con poca plasticidad y tenacidad.				Se recomienda definir el contorno entre el basalto y las partes plásticas para evitar el deslizamiento. Las partes plásticas requieren talud de 1/2 H si el material es arcilloso o de 3/4 H si es arenoso o de 1 H si es un material muy grueso.

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE			OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	
Trenche matriz.				Si el tamaño es de gran tamaño y está suelta, se propone aplicar la misma recomendación que para el caso de la partición.
Talud, talud horizontal, verticalidad, talud a talud, talud a talud, talud a talud.				Si está inestabilizado en la parte superior del corte, se recomienda despejar el corte a 1/2 H.
Talud, talud horizontal, verticalidad, talud a talud, talud a talud, talud a talud.				Si existe un flujo de agua importante, se recomienda construir bermas de 1 m a la mitad de la altura, inestabilidad.
Talud, talud horizontal, verticalidad, talud a talud, talud a talud, talud a talud.				Se recomienda despejar a 1/2 H la parte superior al H la base y a 1/3 H la parte inferior.
Talud, talud horizontal, verticalidad, talud a talud, talud a talud, talud a talud.				Cambio de talud a la mitad de la altura en cortes mayores de 10 m.
Ladrillo duro y yeso, con eslabos del horizontal, poco fracturado.				No construir muros con él en un buen empacado. Despejar 1/2 H la parte superior y 1/3 H la inferior.
Ladrillo suave de redonda media muy fracturada.				No construir muros con él en un buen empacado. Despejar 1/2 H la parte superior y 1/3 H la inferior.
Armadura para hormigón con eslabos del horizontal, talud a talud, talud a talud.				Despejar 1/2 H la parte superior y 1/3 H la inferior.
Armadura para hormigón con eslabos del horizontal, talud a talud, talud a talud.				Despejar 1/2 H la parte superior y 1/3 H la inferior.
Armadura para hormigón con eslabos del horizontal, talud a talud, talud a talud.				Despejar 1/2 H la parte superior y 1/3 H la inferior.
Concreto armado hecho con eslabos del horizontal, talud a talud, talud a talud.				Se recomienda asegurar al quitarse los planos de Espartero.
Concreto armado hecho con eslabos del horizontal, talud a talud, talud a talud.				Se recomienda asegurar al quitarse los planos de Espartero.
Cable fracturado con eslabos del horizontal, talud a talud, talud a talud.				Se recomienda despejar a 1/2 H la parte superior y a 1/3 H la inferior.
Cable sano con eslabos del horizontal, talud a talud, talud a talud.				Despejar 1/2 H.
Cable inestabilizado con flujo de agua.				Proteger subdrenaje con materiales impermeables.
Cable sano con eslabos del horizontal, talud a talud, talud a talud.				Por el lateral recomendar al eslabo. Si la masa está muy fracturada, permitir bermas importantes de 1 m a la mitad de la altura. Construir impermeables.

TIPO DE MATERIAL
Cable muy fracturado e inestabilizado.
Cable sano poco fracturado con eslabos contra el corte entre 50° y 60° contra el corte.
Cable muy poco inestabilizado e inestabilizado, con eslabos entre 50° y 60° contra el corte.
Pilasas
Aglomerado medianamente compacto con líneas de pilasas.
Aglomerado medianamente compacto con líneas de pilasas.
Arena limosa y limos compactos
Arena limosa y limos poco compactos.
Arena limosa y limos muy compactos (gruesos).
Arena limosa y limos muy compactos (gruesos).
Arilla poco arenosa (finísima).
Arilla muy arenosa (gruesas).
Cable fracturado de la inestabilización de la granosidad.
Arena limosa y limos muy compactos.

NOTA:

\* Obtenida de referencia No. 24

LE	OBSERVACIONES
	Desapertar a 1/2 el peso interpericial si la hay.
	Ampliar taludes según la disposición de los taludes.
	No se considera recomendable la construcción de terraces en el cambio de nivel.
	Se recomienda controlar barreras con el apoyo de recibir en sus bases algunos desplazamientos que ocasionados se permitan.
	Si el producto de la interpericial del frente en forma línea, línea o curva, se recomienda proyectar barreras de 15 m y de 30 m para cubrirse en forma de zona.
	Evitar los máximos almorzados en los taludes, dependiendo de la zona.
	Se recomienda ampliar el gradiente del plano de cimentación.
	Se puede controlar barrera de 4 m al cambiar talud al 20° en taludes de corte con pendiente vertical en los taludes y áreas de corte.
	Se recomienda desahogar con talud 1:1 la parte superficial más alterada, el talud de agua deberá proyectarse en su máxima inclinación.
	Se recomienda señalar el gradiente del plano de cimentación, así como desahogar a 1:1 la parte interpericial.
	Se recomienda señalar.
	Desapertar 1/2 el peso superior del corte al hacer taludes de corte. Si hay una zona interpericial Desapertar 1:1.
	Si los fragmentos están cortados y sin muros, se recomienda en arcilla o limo hacer con taludes de agua.
	Si los fragmentos están compactados en arcilla firme sin que existan taludes de agua.
	En zonas muy húmedas o con mucha agua se recomienda en el pie del talud una barrera de 10 m para cubrirse hasta de 15 m y de 30 m para cubrirse hasta de 30 m.

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE			OBSERVACIONES
	Hasta 3 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	
Terrazas malvadas.				Si el terreno es de plano firme y está suelto, se propone aplicar la misma recomendación que para el caso de los fragmentos.
Talud, sobre herbáceas, melioiditas, filicoides o helioiditas, sin sustrato fragmentado.				Si existe interpericial en la parte superior del corte, se recomienda Desapertar 1/2 el peso.
Talud, sobre herbáceas, filicoides, helioides o melioiditas, sin sustrato fragmentado.				Si existe un flujo de agua impermeable, se recomienda controlar barrera de 15 m en la mitad de la altura, impermeabilizándose.
Talud, sobre herbáceas, filicoides, helioides o melioiditas, con sustrato fragmentado.				Se recomienda Desapertar a 1/2 el peso superior al de fragmentación e interpericial en terraces.
Talud, sobre herbáceas, filicoides, helioides o melioiditas muy interpericial.				Cambiar de talud a la mitad de la altura en centros mayores de 15 m.
Talud de agua y relieve, con eludido con hormón, para fragmentar.				No aceptar contratercera si no son bien impermeables. Desapertar a 1/2 el peso superior más interpericial.
Talud macizo de cemento, medio muy deteriorado.				No aceptar contratercera si no son bien impermeables. Desapertar 1/2 la parte interpericial más interpericial.
Arcillas azules laminarmente estratificadas, materializado un defecto horizontal a la base del corte.				Desapertar 3/4 el peso muy interpericial.
Arcillas para cementada, muy alterada con flujo de agua.				Desapertar 1/2 la parte superior muy interpericial.
Conglomerados herbáceos bien cementados con matriz arcillosa o arcillosa.				Se recomienda evitar el maltrato sobre los fragmentos malvados.
Conglomerados gredinosos cementados con arcilla arcillosa.				Si el material utilizado es arcilla o limo, se recomienda a la vez, hacer canales de humedades, se recomienda para centros mayores de 15 m controlar barrera de 15 m y de 30 m en la mitad de la altura.
Corte a terreno con eludido tal y como del caso con estratificación gruesa o media.				Se recomienda Desapertar 1/2 la parte superior alterada a muy fragmentada.
Corte con con recalcitración fina limosa o a la base del corte.				Desapertar 1/2.
Corte interpericial con flujo de agua.				Proyectar taluderos con interpericial interpericial.
Corte con sustrato de arena, con 20° y 15°, con helioiditas arcillosas con sustrato.				En el caso de talud fragmentado, proyectar barrera impermeabilizadora de 5 m a la mitad de la altura. Construir muros interpericial.

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE			OBSERVACIONES
	Hasta 3 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	
Corte muy fragmentado e interpericial.				Cimentación interpericial.
Corte con poca fragmentación, fragmentado con eludido entre 20° y 45°.				Se puede considerar como el talud de una horizontal.
Corte muy poco interpericial, fragmentado con eludido entre 15° y 30° contra el corte.				Desapertar la zona más fragmentada a 1/2. Construcción impermeabilizadora.
Filares	Misma recomendación que para talud.			
Algodonada medianamente compacta con limo no plástico.				Cimentación interpericial. Barrera para cubrirse hasta de 10 m controlarse barrera de 10 m en la mitad de la altura y para cubrirse hasta de 15 m en la parte del talud.
Algodonada medianamente compacta con limo plástico.				Estratificación impermeabilizadora. Para cubrir mayor de 10 m proyectar barrera de 2 m a la mitad de la altura y para cubrir mayor de 15 m en la parte del talud.
Arcillas limosas y limos compactos.				Desapertar 1/2 la parte superior más interpericial, si son medianamente impermeables proyectar barrera de 15 m y proyectar talud de 1:1 y proyectar talud plano.
Arcillas limosas y limos muy compactos.				Cimentación impermeabilizadora. Desapertar a 1/2 el peso más interpericial. Para cubrir mayor de 15 m proyectar barrera de 3 m a la parte del talud.
Arcillas limosas y limos muy compactos (triplex).				Desapertar la parte superior talud.
Arcillas para arcillas limosas (Chapoye).				Desapertar 1/2 la parte interpericial. Si existe flujo de agua proyectar talud plano.
Arcillas muy suaves esponjas y compactas.				* Para cubrir mayor de 15 m proyectar barrera a la mitad de la altura boca dentro.
Corte producto de la interpericial de grutas y dolitas.				Cubrir con pape de talud para cubrir mayor de 15 m proyectar barrera de 8 m boca dentro (altura máxima 14 m).
Arcillas limosas para talud muy seco.	Se aplica el talud de grutas con barrera de 10 m en la base.			Cubrir los taludes con pape.

\* La construcción de la barrera consistirá de una contratercera con alfileres de drenaje que se haga por medio de juntas que deberán ser impermeables, para lo cual se podrá hacer una filtración que pondrá en peligro la parte inferior del corte si existieran las superficies de falla orientadas por la dirección de la infiltración al interferir con el material por efecto de la filtración.

Se recomienda para el talud y las taludes para talud interpericial. Las veces interpericial requieren barreras de 10 m y de 15 m y de 30 m para cubrirse hasta de 30 m.

NOTA:  
\* Obtenida de referencia No. 24

**UNAM** FACULTAD DE INGENIERIA  
 GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES  
**SECCIONES TIPO DE TALUDES RECOMENDABLES**  
 TESIS PROFESIONAL  
 XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT  
 FIGURA No 17

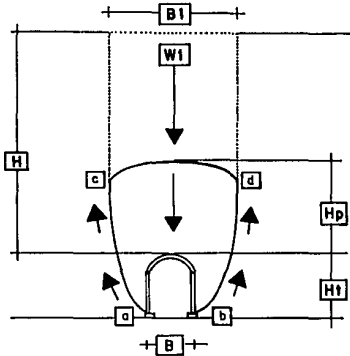


DIAGRAMA SIMPLIFICADO QUE REPRESENTA EL MOVIMIENTO DE UN MACIZO ROCOSO HACIA UN TUNEL Y LA TRANSFERENCIA DE LA CARGA A LA ROCA CIRCUNDANTE.

DONDE :

B1 = Ancho del macizo rocoso con posibilidades de falla.

W1 = Peso de la roca.

H = Altura del "techo" del macizo rocoso.

Hp = Altura del macizo rocoso con posibilidades de falla.

Ht = Altura del túnel

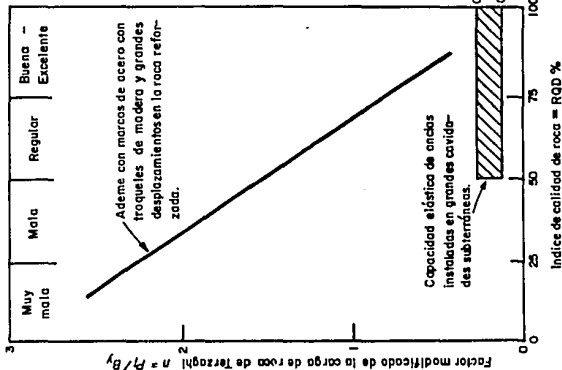
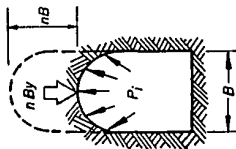
B = Ancho del túnel.

a, b, c y d = Forman el área susceptible a fallar.

NOTA :

\* Obtenida de referencia No. 12

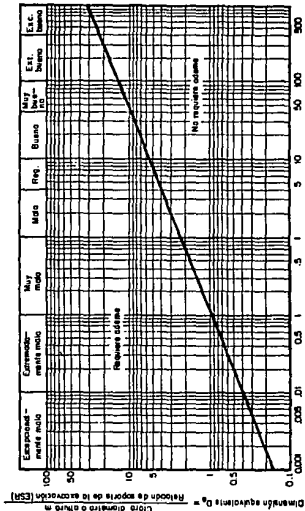
<b>UNAM</b>	FACULTAD DE INGENIERIA
GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES	
<b>DIAGRAMA DE COMPORTAMIENTO ROCOSO EN TUNELES (TERZAGHI)</b>	
TESIS PROFESIONAL	
XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT	
FIGURA No. 18	



<b>UNAM</b>	FACULTAD DE INGENIERIA
GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES	
<b>RELACION ENTRE FACTOR DE CARGA Y RQD</b>	
TESIS PROFESIONAL	
XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT	
FIGURA No. 19	

NOTA :

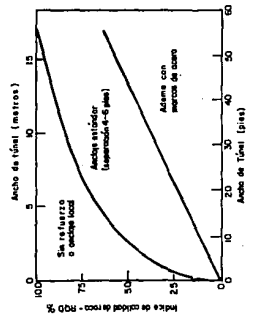
\* Obtenida de referencia No. 12



Caudal por unidad  $Q = \frac{Q_{max}}{10} \times \frac{D}{10} \times \frac{D}{10} \times 10^{-6} \frac{m^3}{s}$

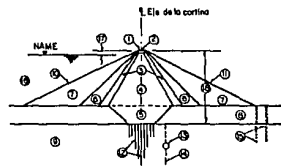
Relación entre la dimensión equivalente máxima  $D_e$  de una excavación subterránea y del índice  $Q$  de la cota para túneles (N.G.I). Según Böhlin, Linn y Lundq.

NOTA :  
\* Obtenido de referencia No. 12

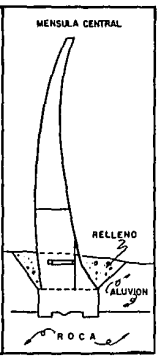
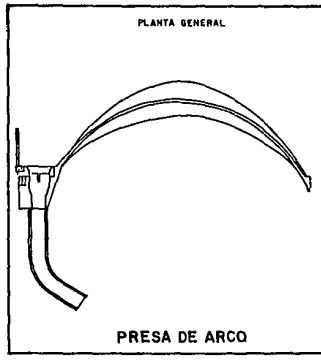
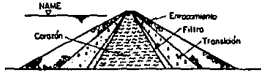


Proporción del uso de la RRD para escoger el sistema de soporte de roca, (Según Merritt).

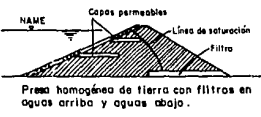
UNAM FACULTAD DE INGENIERIA  
GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES  
GRAFICAS DE REQUERIMIENTO DE ADEME EN ROCA  
TESIS PROFESIONAL  
XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUERT  
FIGURA No.20



- NOMENCLATURA**
- ① Cresta o corona
  - ② Revestimiento de la cortina
  - ③ Filtros
  - ④ Obra de muelle impermeable
  - ⑤ Trinchera
  - ⑥ Transiciones
  - ⑦ Empicambrante
  - ⑧ Dripado aluvial
  - ⑨ Pisos basales
  - ⑩ Talud aguas arriba
  - ⑪ Talud aguas abajo
  - ⑫ Parilla de encoyaciones
  - ⑬ Galería
  - ⑭ Drenas
  - ⑮ Pozos de alivio
  - ⑯ Embudo o vaso
  - ⑰ Bando libre
  - ⑱ Altura de la cortina

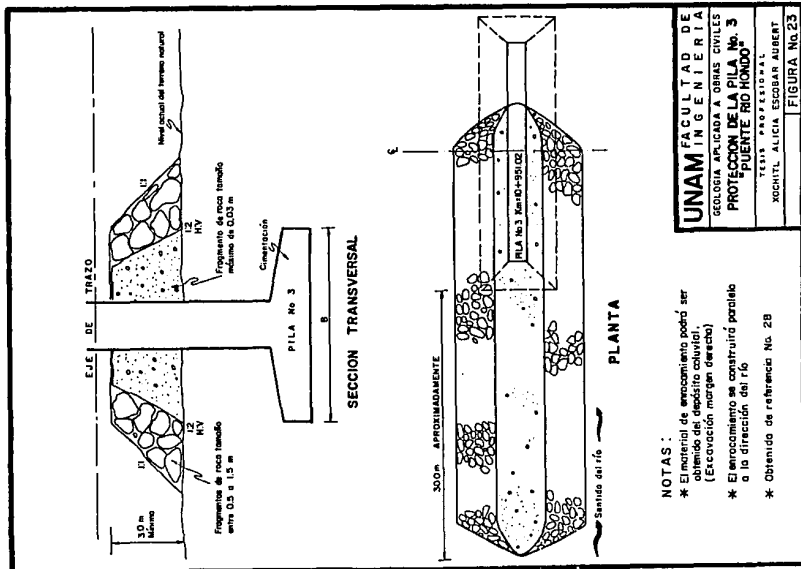
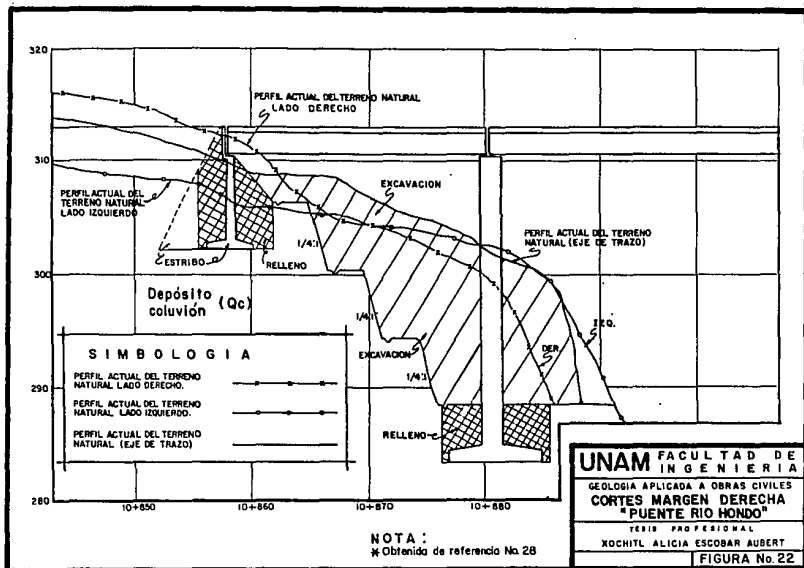


PRESA DE ARCO

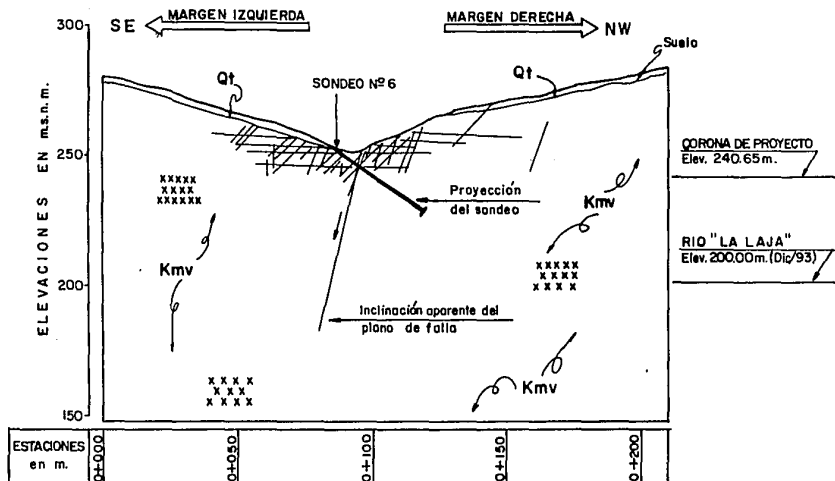


NOTA :  
\* Obtenido de referencias No 22 y 23

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA  
GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES  
SECCIONES TIPO DE CORTINA  
TESIS PROFESIONAL  
XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUERT  
FIGURA No.21



# PRESA "LA LAJA"



## S I M B O L O G I A

### DEPOSITO DE TALUD, (Qt) :

Arcilla arenosa con poca grava chica angular de color café rojizo claro; ocasionalmente presenta caídos de roca metandesita.



### ROCA METANDESITA, (Kmv) :

Roca de textura macroscópica blastoporfídica y microscópica granoblástica, color verde grisáceo oscuro al fresco y gris pardusco al intemperismo, presenta cristales de feldespatos (oligoclasa y ortoclasa), hornblenda poco deformada con alteración clorítica secundaria y vetillas de pirita; se observa fracturada y meteorizada superficialmente.



LIMITE ENTRE SUELO-ROCA. \_\_\_\_\_

FRAGMENTACION. \_\_\_\_\_

FALLA. \_\_\_\_\_

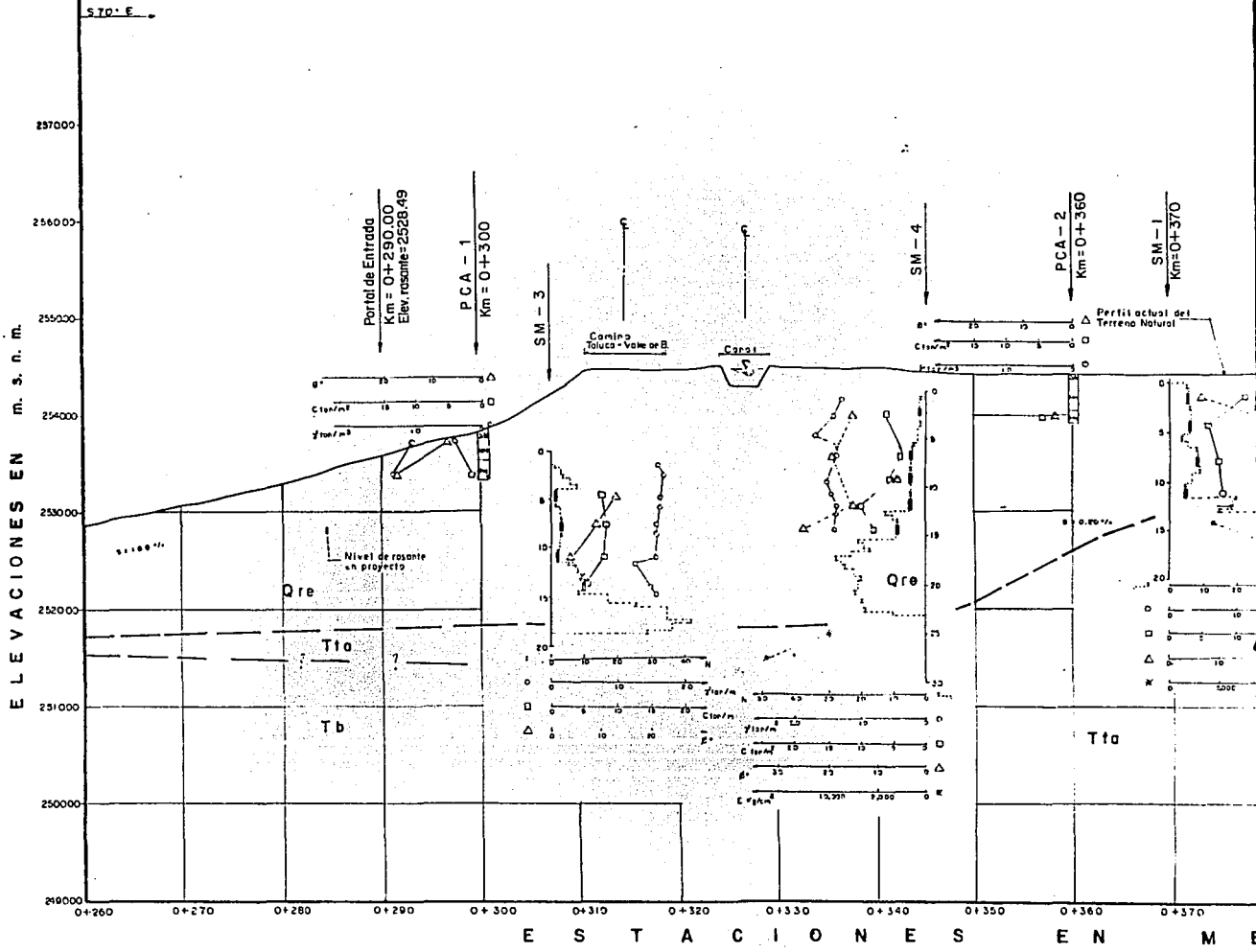
### NOTA :

\* Obtenida de referencia No. 29

UNAM	FACULTAD DE INGENIERIA
GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES	
SECCION GEOLOGICA TRANSVERSAL DEL PUERTO	
TESIS PROFESIONAL	
KOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT	
FIGURA No. 24	



## **PLANOS**



ELEVACIONES EN m. s. n. m.

ESTACIONES EN M

S.T.O. E.

Camino Toluca - Valle de B.

Cajón

Perfil actual del Terreno Natural

Nivel de rasante en proyecto

Qre

T1a

T1b

Qre

T1c

Portal de Entrada  
Km = 0+290.00  
Elev. rasante = 2528.49

P.C.A. - 1  
Km = 0+300

SM - 3

SM - 4

P.C.A. - 2  
Km = 0+360

SM - 1  
Km = 0+370

0+260

0+270

0+280

0+290

0+300

0+310

0+320

0+330

0+340

0+350

0+360

0+370

257000

256000

255000

254000

253000

252000

251000

250000

249000

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

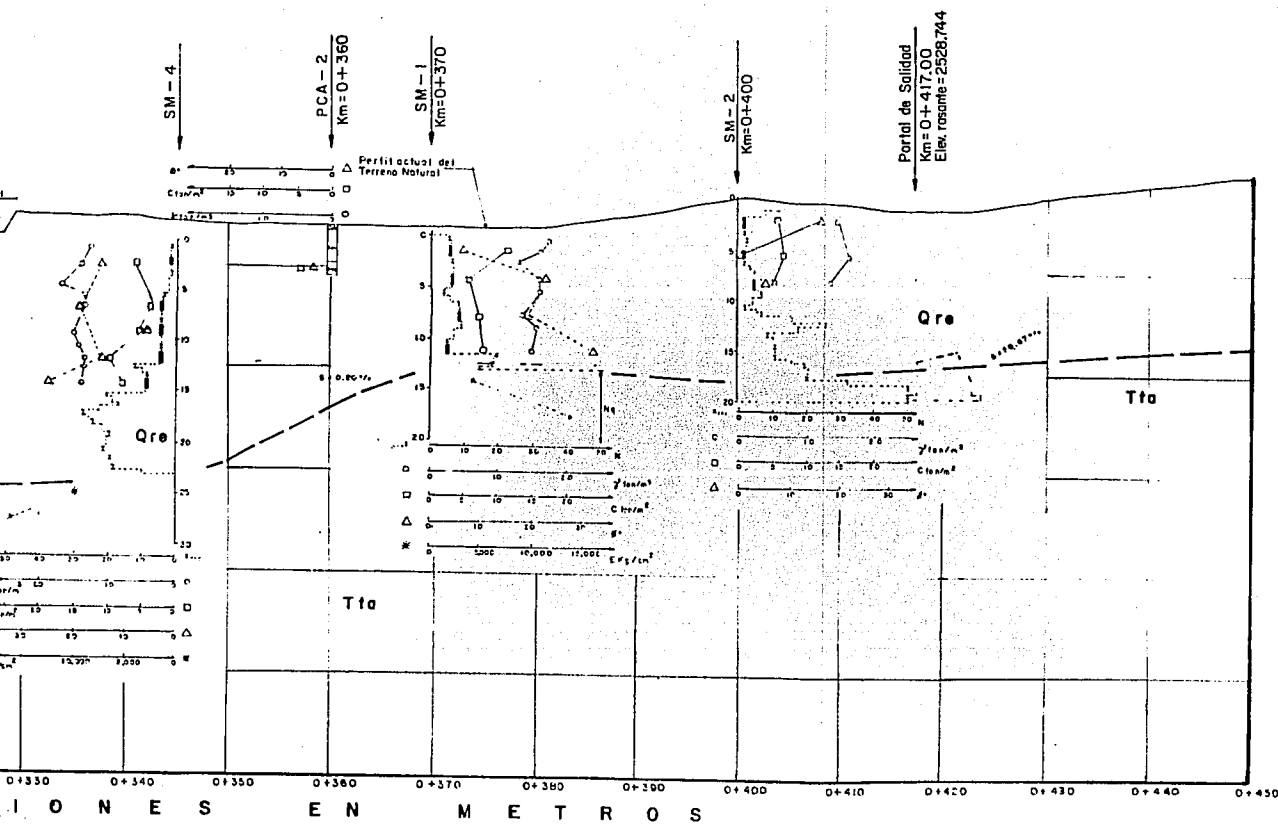
0 5 10 15 20

0 5 10 15 20

0 5 10 15 20



CROQUIS



**SIMBOLO**

- ▮ Tubo Shelby
- Número de golpes
- Peso volumétrico (g/m. ton/m<sup>3</sup>)
- Coeficiente (C ton/m<sup>2</sup>)
- Ángulo de fricción interna (C)
- Módulo de Young (E Kg/cm<sup>2</sup>)
- N.A.F. Nivel de agua freática
- Índice de cohesión de la roca (R)
- Sondeos realizados por la C.A.V.
- Contacto litológico inferido
- Qre Suelo residual, un poco arenoso y franco arenoso (ft)
- Tfo Tapa arenosa, color gris y escaso fracturamiento
- Tt Fragmento de color gris oscuro y fríasico

NOTA:  
\* Obtenido de referencia No.

**UNAM** F A C U L T A D E I N G E N I E R Í A S

**GEOLOGIA APLICADA**  
**PERFIL GEOMECÁNICO**  
**\*AMPLIACION C**

TESIS PRESENTADA POR

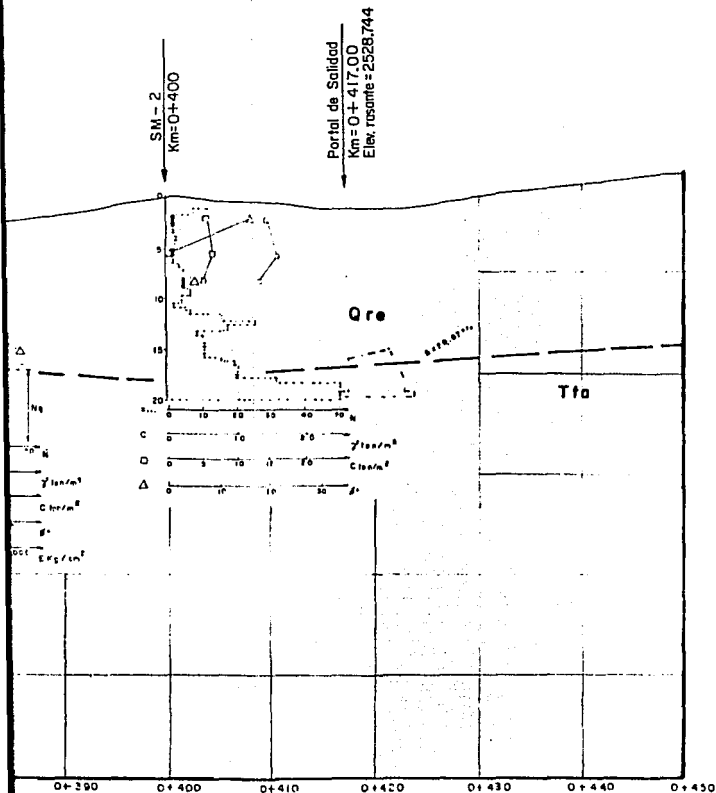
**XOCHITL ALICIA**

0+330 0+340 0+350 0+360 0+370 0+380 0+390 0+400 0+410 0+420 0+430 0+440 0+450

**IONES EN METROS**

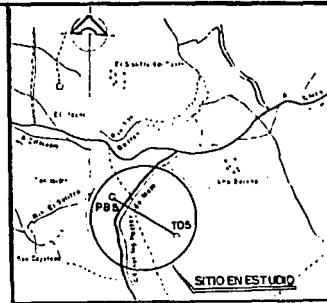
Reducción al 50% del original

ESC. VER. 1:250  
HOR. 1:250



Reducción al 50% del original

ESC VER . 1 : 250  
HOR . 1 : 250



### SIMBOLOGIA.

	Tubo Shelby
	Número de galgas
	Peso volumétrico ( $\text{Kg}/\text{cm}^3$ )
	Cohesión ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ )
	Ángulo de fricción interna ( $^\circ$ )
	Modulo de Young ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ )
	Nivel de agua freática
	Índice de calidad de la roca (RQDI)
	Sonares realizados por la C.A.V.M
	Contacto litológico inferido
	Sueta testada, una poca arenosa originada a partir de la meteorización de la Toba andesítica (T1a)
	Toba andesítica, color gris claro, textura porfíridica, estructura compacta y escaso fracturamiento
	Fragmento de color gris oscuro, estructura esquistar y textura porfíridica

### NOTA:

\* Obtenido de referencia No. 27

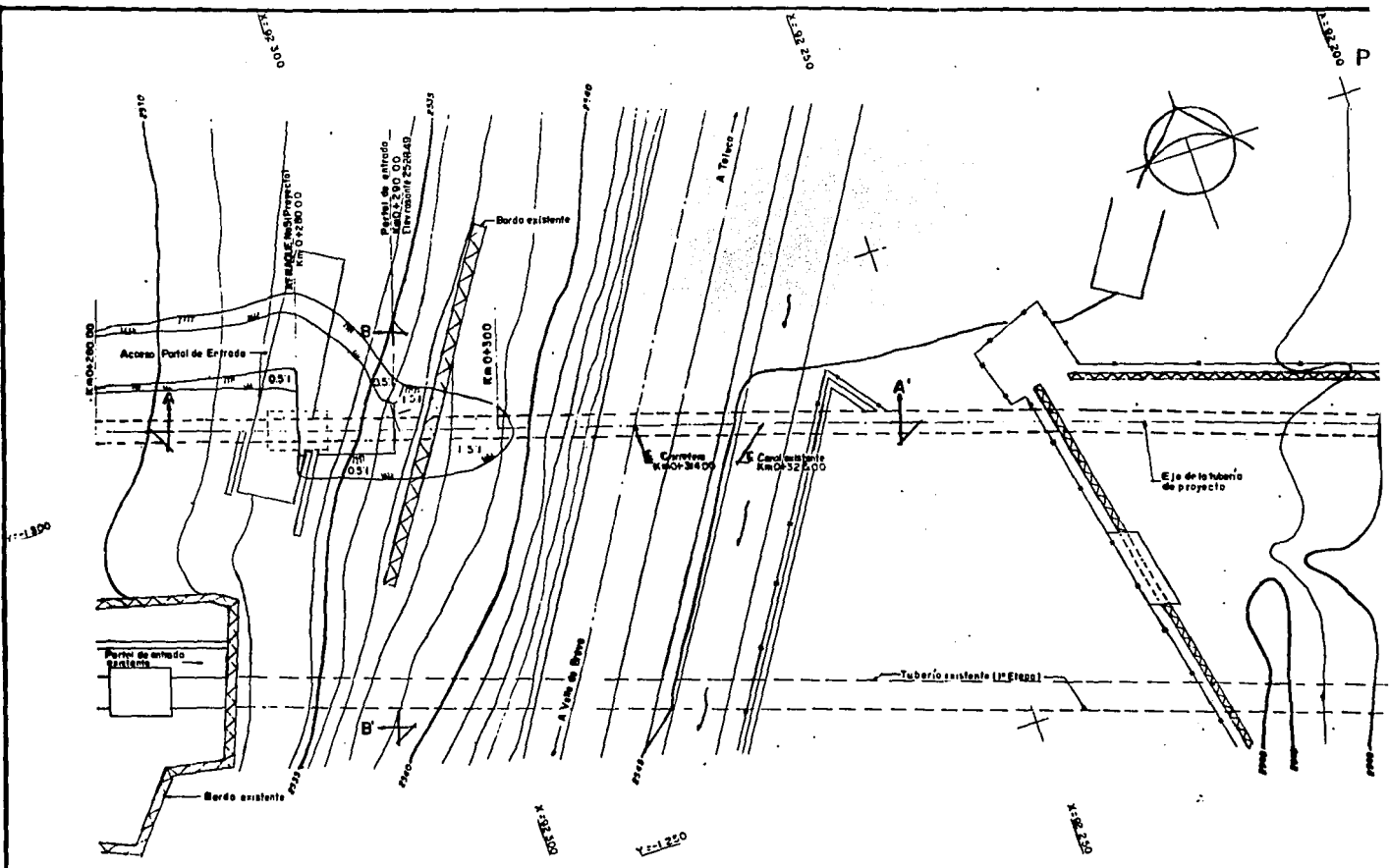
UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES  
PERFIL GEOMECANICO DEL TUNEL  
"AMPLIACION CUTZAMALA"

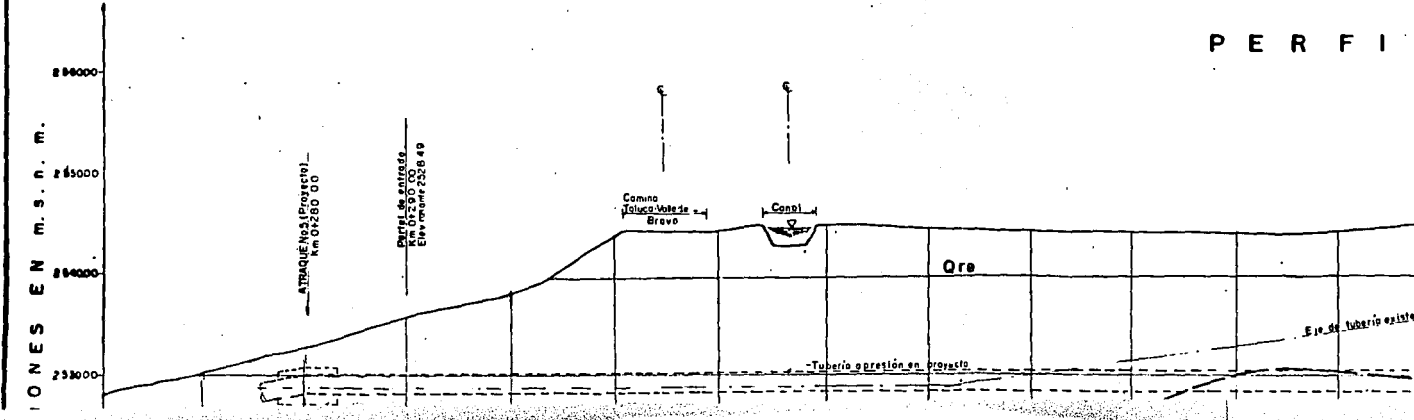
TESIS PROFESIONAL

XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT

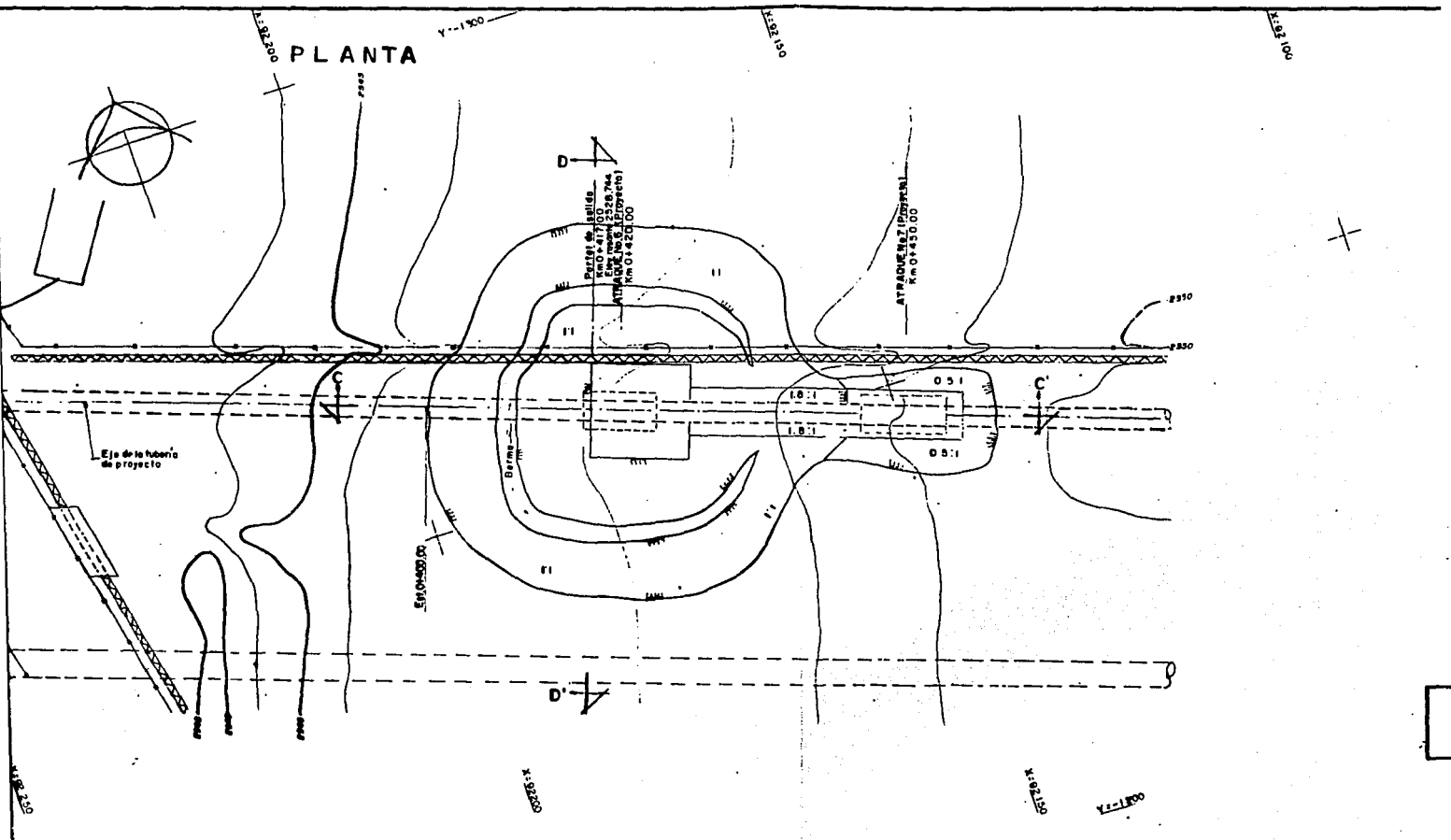
PLANO N° I



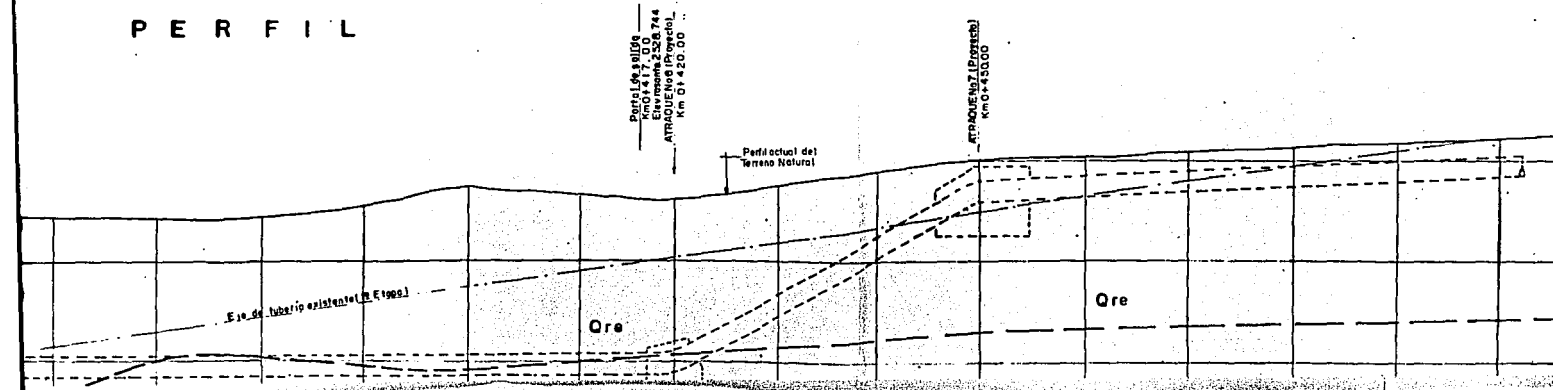
PERFIL



# PLANTA



# PERFIL



K:150/100

Y:1250

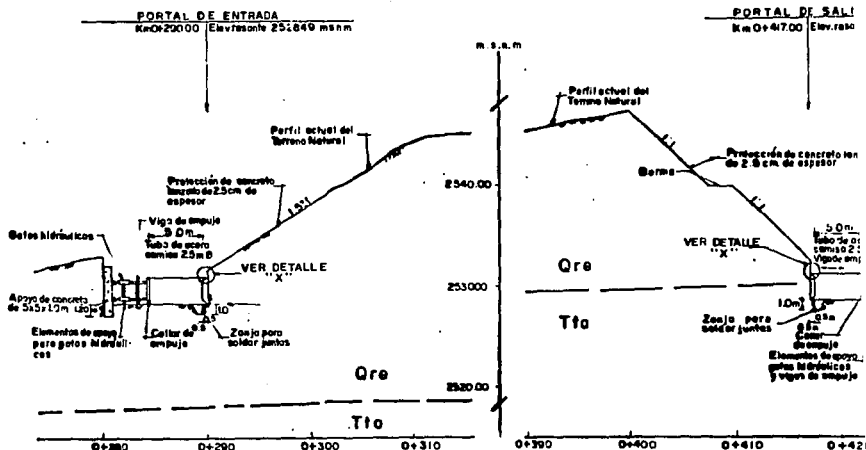
X:1200

ESCALA GRAFICA

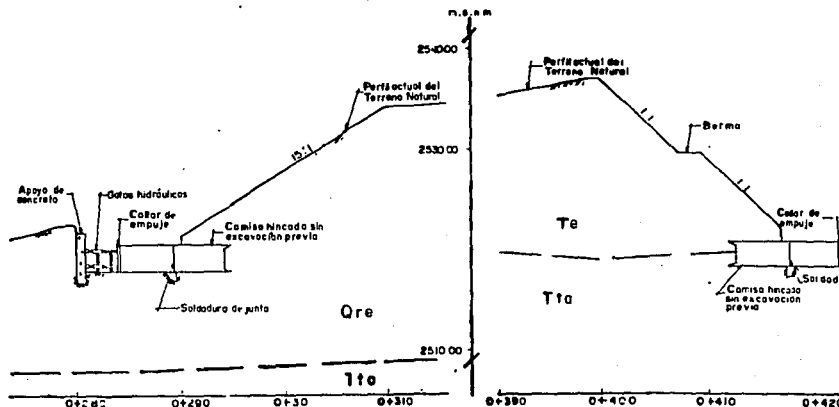


X:2500

# PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

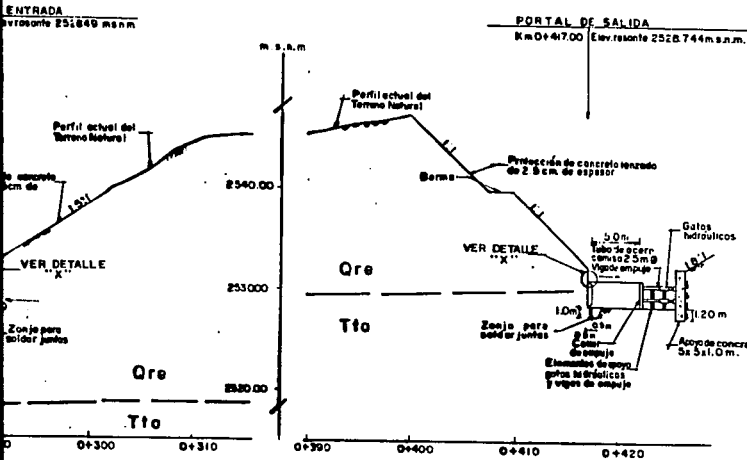


1.- Alcanzase el nivel de acceso del túnel y colocada la plantilla de trabajo se podrá habilitar el primer tramo de camisa para ser hincado a presión por medio de un sistema de gatos hidráulicos que soporten una carga total de 100 Ton

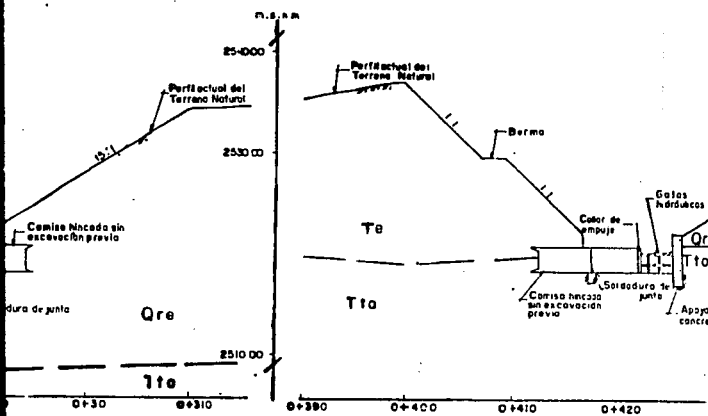


2.- Hincado el primer tramo de 50 m de la camisa, se podrá efectuar la excavación del suelo interior del tubo y proceder a su respaldado para inmediata iniciar el hincado del segundo tramo de 50 m

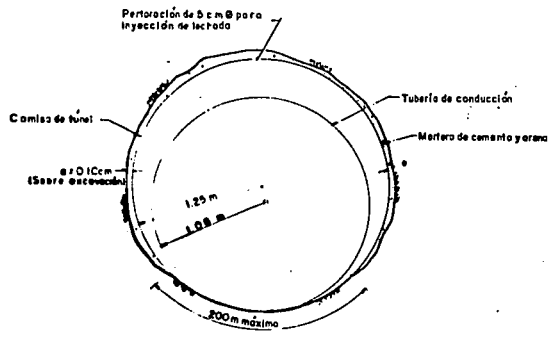
# PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



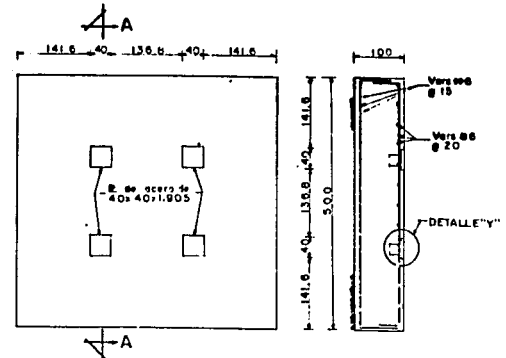
Después de la colocación del plantillo de trabajo, se podrá habilitar al primer tramo de camisa para ser hincado por el sistema de gatos hidráulicos que soportan una carga total de 100 ton.



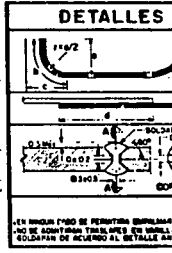
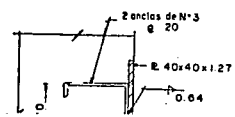
De 30 m de la camisa, se podrá efectuar la excavación del suelo interior del tubo y proceder a su hincado al segundo tramo de 5.0 m.



SECCION TIPO DE TUNEL  
ESCALA: 1:25



PLACA DE CONCRETO PARA APOYO DE GATOS HIDRAULICOS ELEVACION  
ARMADO DE PLACA CORTE A-A



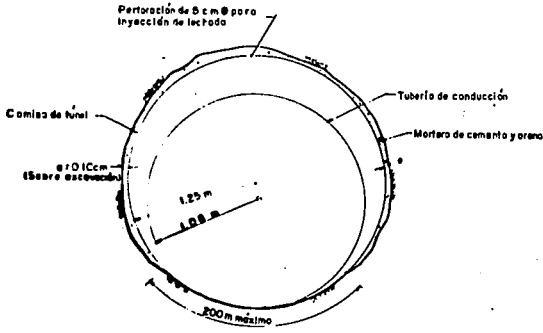
CANTIDADES CONCRET	
Concreto	fc= 200 Kg/cm <sup>2</sup>
Acero de refuerzo	Fy= 4200 Kg
Verc	# 6
Acero estructural	A-36
Placa de 40cm x 40cm x 1.00	



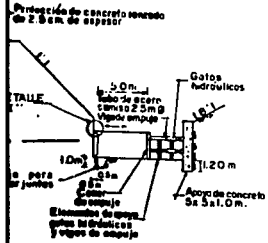
VO

PORTAL DE SALIDA

Km 0+47.00 Elev. rasante 2528.744m.s.n.m.

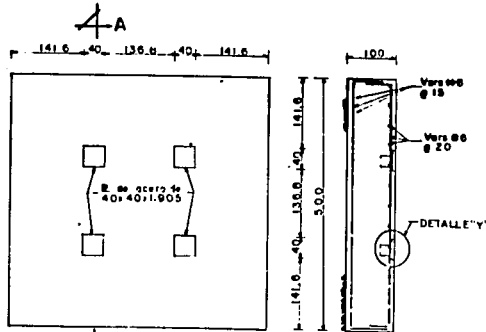


SECCION TIPO DE TUNEL  
ESCALA 1:25



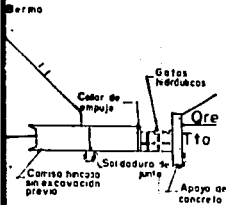
+410 +420

conclus para ser ubicado



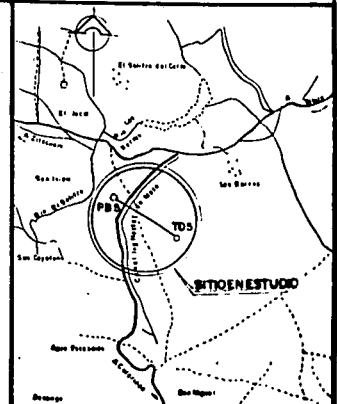
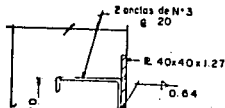
PLACA DE CONCRETO PARA APOYO DE GATOS HIDRAULICOS ELEVACION

ARMADO DE PLACA CORTE A-A'



+410 +420

proceder a su rezago



CROQUIS DE LOCALIZACION

DETALLES DEL REFUERZO

	DIAM	s	s	s	s
	Ø C	14	34	18	Ø 3

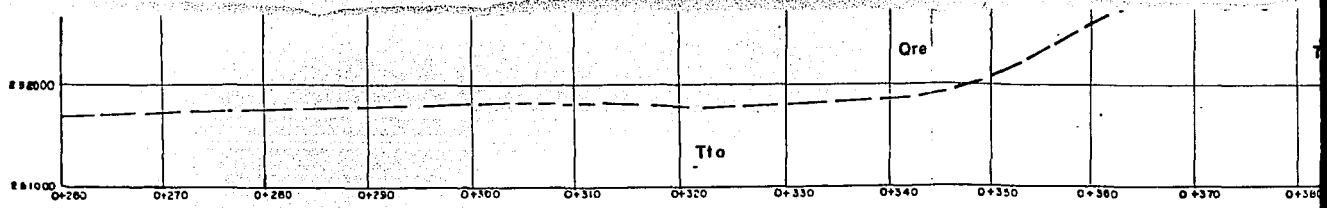
EN ANGULO 135° SE PERMITEN EMPALAR EN UNA MISMA SECCION MAS DEL 50% DE LAS VARILLAS DE ACERO DE ALTIMERAS TRASPASANDO LAS VARILLAS DEL 50% QUITANDO EN ESTO CASO LAS VARILLAS DE SOLAPAR DE ACUERDO AL DETALLE SEÑALADO EN EL PLANO DE EMPUJE 8-10

CANTIDADES ESTIMADAS

CONCRETO	UNIDAD	CANTIDAD
Concreto fc=200kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	50
Acero de refuerzo Fy=4200kg/cm <sup>2</sup>	Kg	3018
Vars # 6	Pz	8
Acero estructural A-36		
Placa de 40cmx40cmx1.905cm		

SIMBOLOGIA

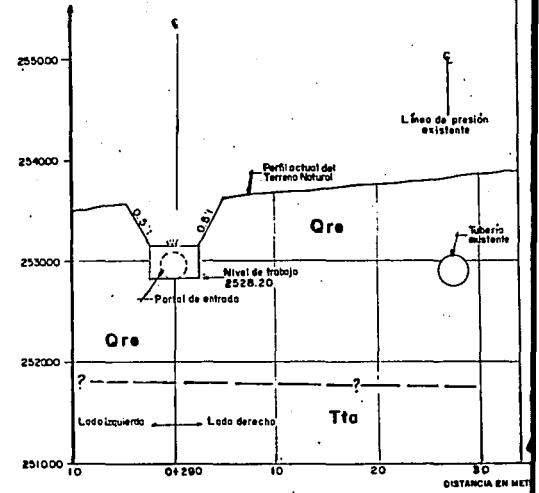
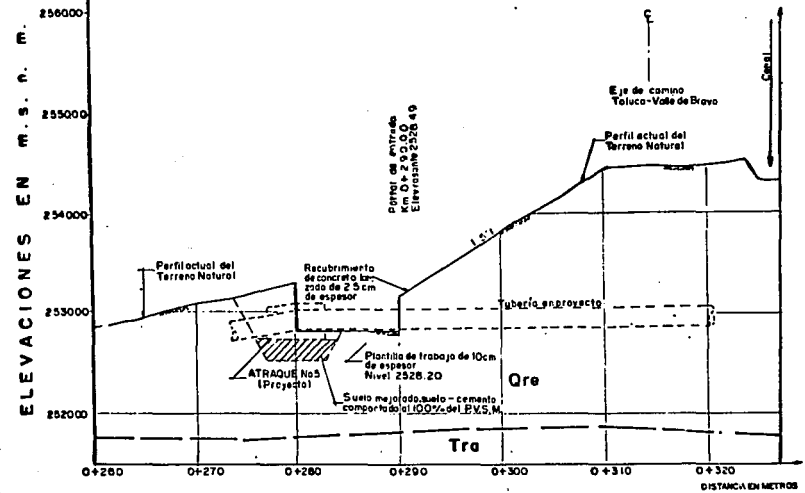
ELEVAC

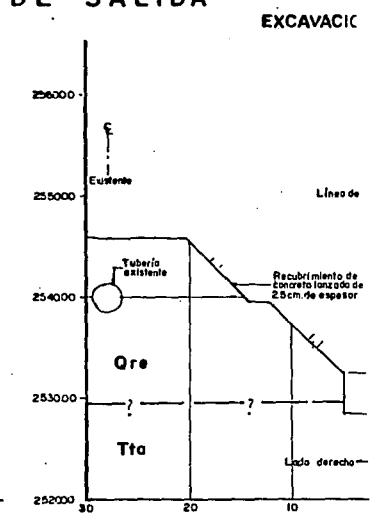
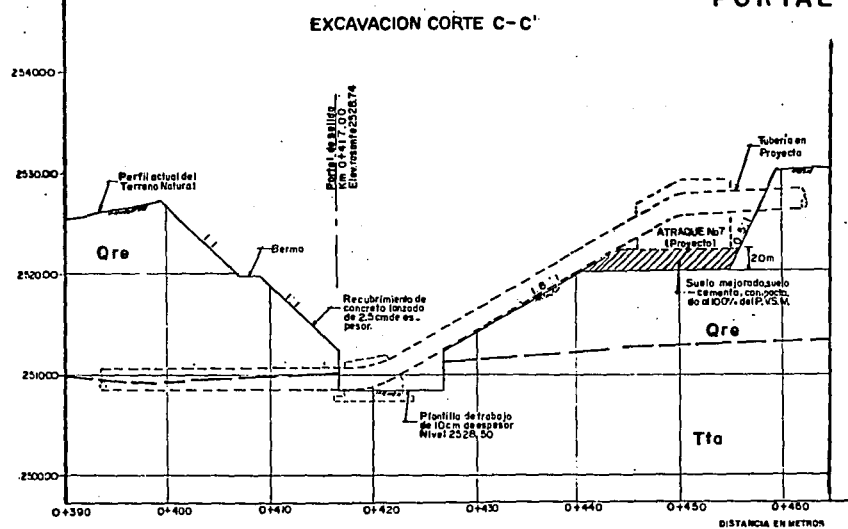
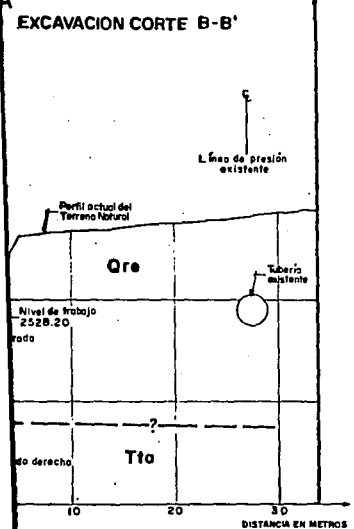
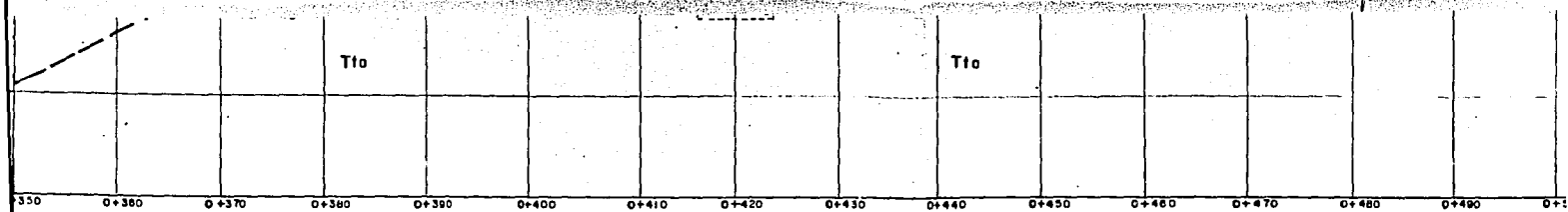


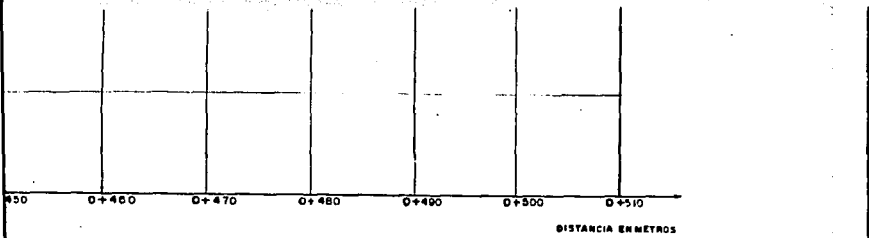
### PORTAL DE ENTRADA

EXCAVACION CORTE A-A'

EXCAVACION CORTE B-B'

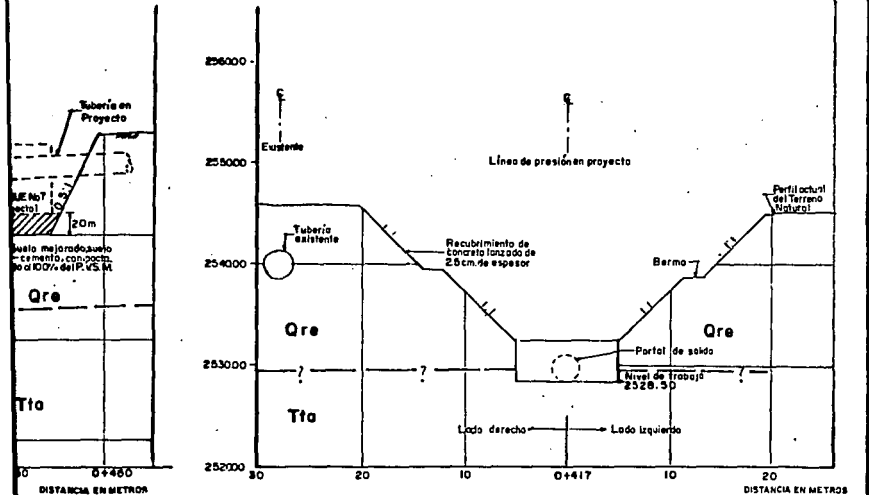




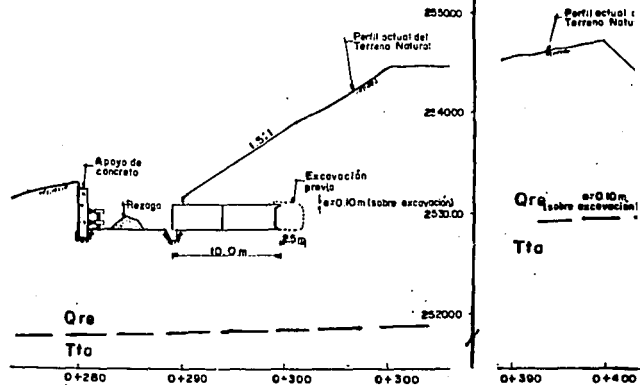


# PORTAL DE SALIDA

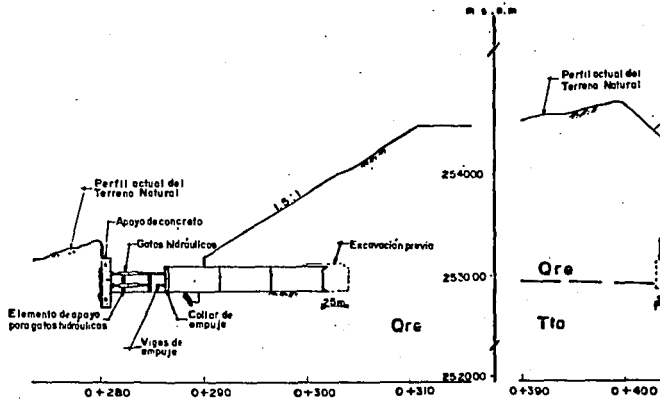
## EXCAVACION CORTE D-D'



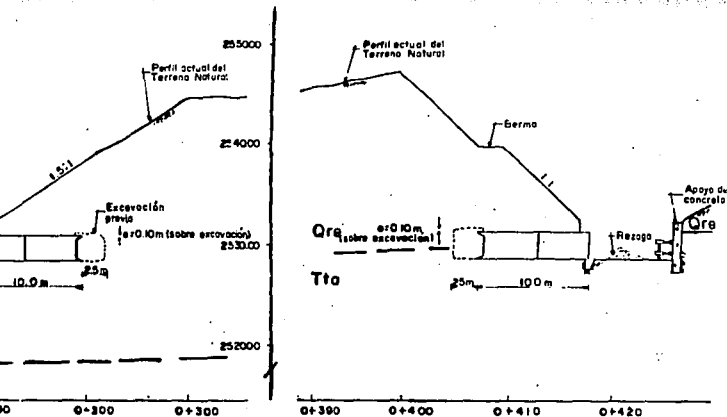
### ESCALA GRAFICA



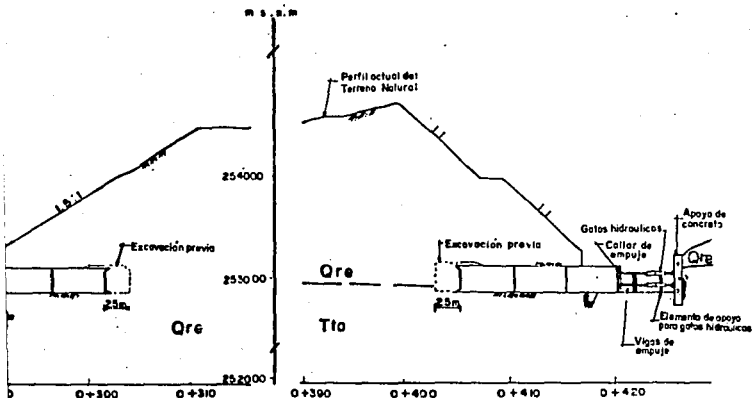
B - Una vez terminado el vincado del segundo tramo de B.O.M. se podrá efectuar la excavación del suelo inferior para vincar el anillo siguiente.



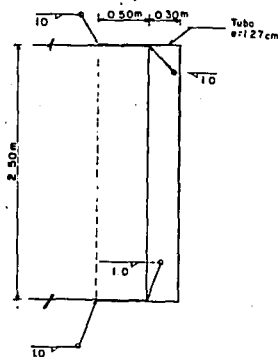
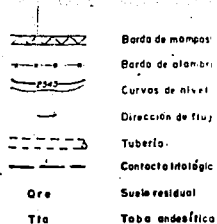
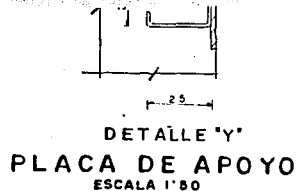
4 - Para los anillos siguientes se realizará la excavación previa ligeramente mayor al área del tubo que F delante del frente del tubo no deberá ser mayor de 2.5 m. Esta sucesión de vincado podrá continuarse a lo largo del túnel ya que podrá ser efectuado simultáneamente desde ambos portales.



... del segundo tramo de S.C.M. se podrá efectuar la excavación del suelo interior del tubo y realizar una excavación previa de 2.5 m.



... se realizará la excavación previa ligeramente mayor al diámetro del tubo que funcionará como cámara. La excavación no deberá ser mayor de 2.5 m. Esta sucesión de hitos podrá continuarse hasta una longitud correspondiente a la que podrá ser afectada simultáneamente desde ambos portales.



DETALLE "X"

NOTAS.

- Acolaciones de detalles estructurales en
- Usar concreto de  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ .
- El acero de refuerzo será redondo y ca
- Recubrimiento libre de 7 cm
- Las piezas de concreto se subcontró
- El procedimiento constructivo de túnel de acuerdo a las condiciones de compo.
- Obtenida de referencia N

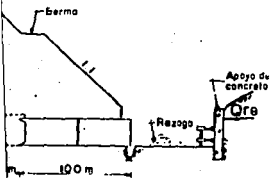
UNAM F A C I N

GEOLOGIA APLICADA  
DISEÑO Y METODO CON  
TUNEL "AMPLIA

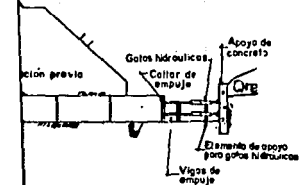
TESIS PA

XOCHITL ALICIA

Reducción al 50% del original

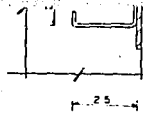


0+410 0+420  
y realizar una excavación previa

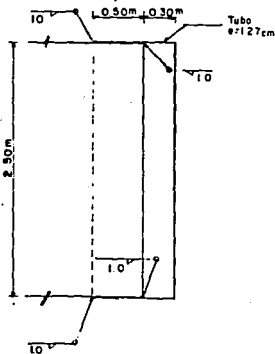


0+410 0+420

como comiso La excavación  
una longitud correspondiente



DETALLE "Y"  
PLACA DE APOYO  
ESCALA 1'80



DETALLE "X"

Reducción al 50% del original

	Bordo de mampostería.
	Bordo de alambrado.
	Curvas de nivel
	Dirección de flujo.
	Tubería.
	Contacto litológico inferido.
	Suelo residual
	Tubo anodéptico

**NOTAS.**

- Acolaciones de detalles estructurales en centímetros.
- Usese concreto de  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ .
- El acero de refuerzo será redondo y corrugado de  $f_y \geq 4200 \text{ Kg/cm}^2$ .
- Recubrimiento libre de 7 cm.
- Las placas de concreto se colocarán contra excavación.
- El procedimiento constructivo de túnel no es limitativo y podrán efectuarse cambios de acuerdo a las condiciones de campo.
- Obtenida de referencia No. 27

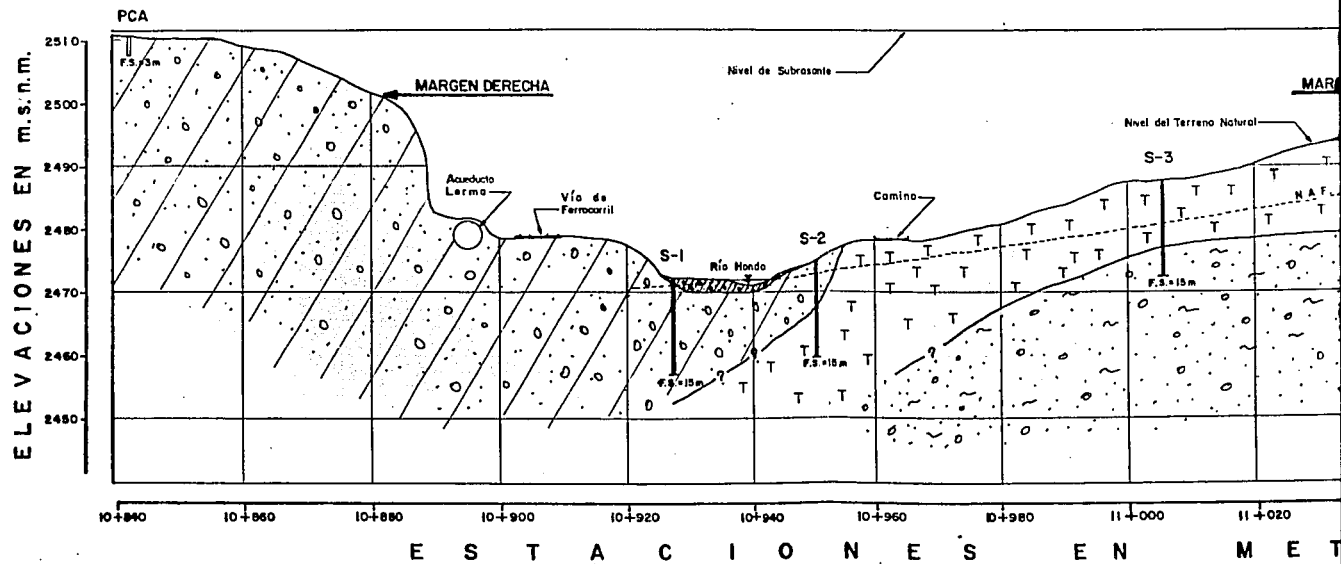
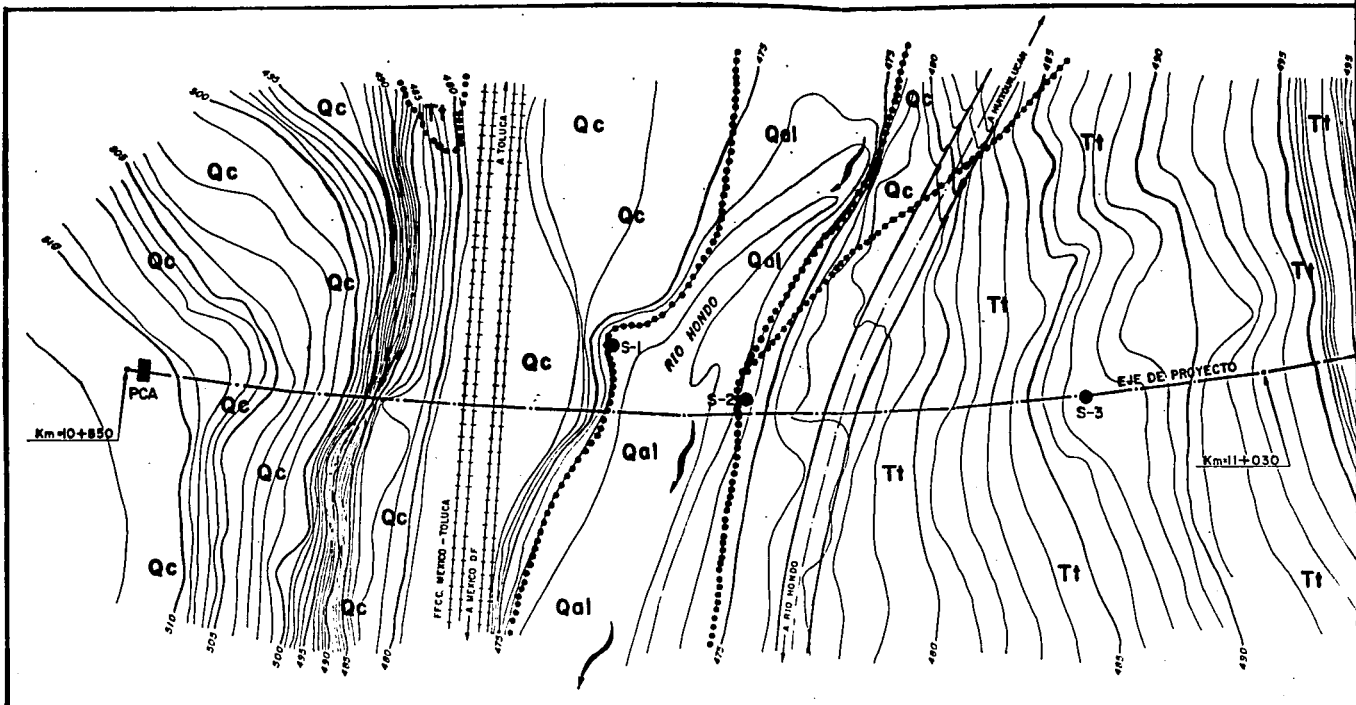
**UNAM** FACULTAD DE  
INGENIERIA

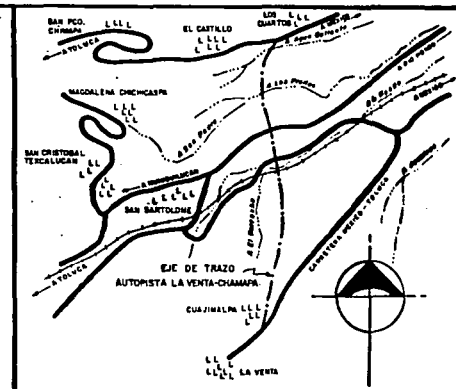
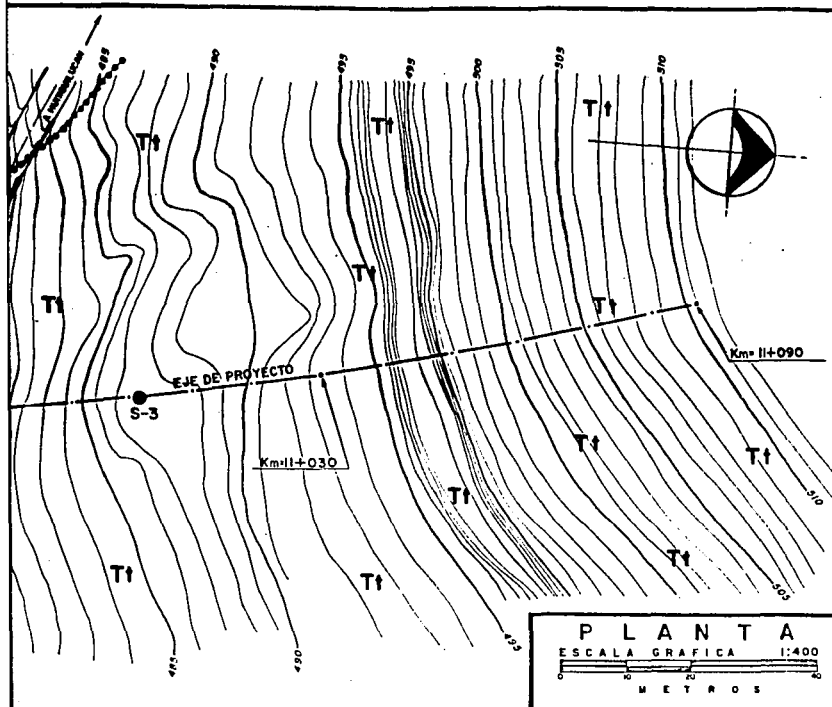
GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES  
DISEÑO Y METODO CONSTRUCTIVO DE REVESTIMIENTO  
TUNEL "AMPLIACION CUTZAMALA"

TESIS PROFESIONAL

XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT

PLANO N° 2





**CROQUIS DE LOCALIZACION**

**SIMBOLOGIA DE LA PLANTA Y EL CROQUIS**

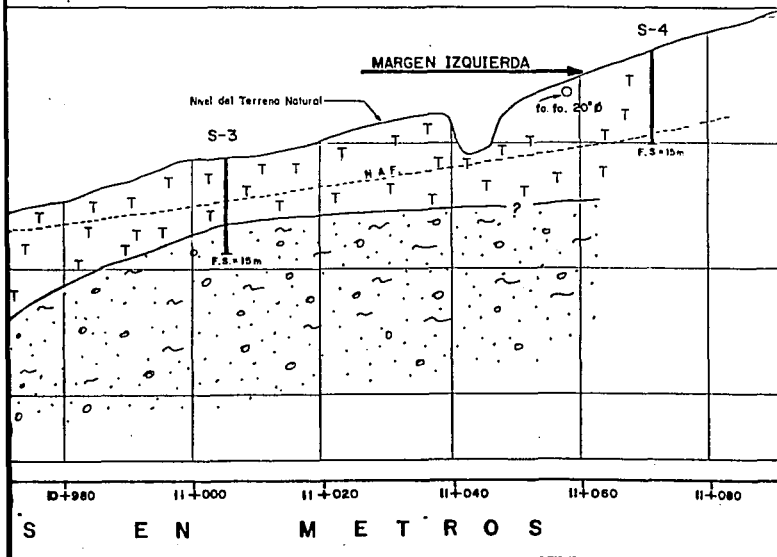
CAMINO PAVIMENTADO	
TRAZO DE PROYECTO AUTOPISTA LA VENTA CHAMAPA	
VIA DE FERROCARRIL	
POBLADO	
SITIO DE ESTUDIO	
RIO O ARROYO	
DIRECCION DE LA CORRIENTE DEL AGUA	
CURVA DE NIVEL	
BONDEO	
PROFUNDIDAD DEL SONDEO	
FIN DEL SONDEO	
CONTACTO LITOLOGICO	
NIVEL DE AGUAS FREATICAS (NAF)	
POZO A CIELO ABIERTO (PCA)	

**SIMBOLOGIA GEOLOGICA**

	Gal Depósito aluvial constituido por limo, arena y grava con predominio de arena de feidespato.
	Gc Depósito compuesto por fragmentos de roca de tamaño variable fuertemente empaquetados en una matriz arcillo-arenosa, color café.
	Tt Toba de composición arcillo-arenosa con fragmentos de andesito de hasta 3cm color café.
	Tb Aglomerado volcánico de composición andesítica empaquetado en arena fina de color gris.

**NOTA:**

\*Obtenido de referencia No. 28



Reducción al 50% del original

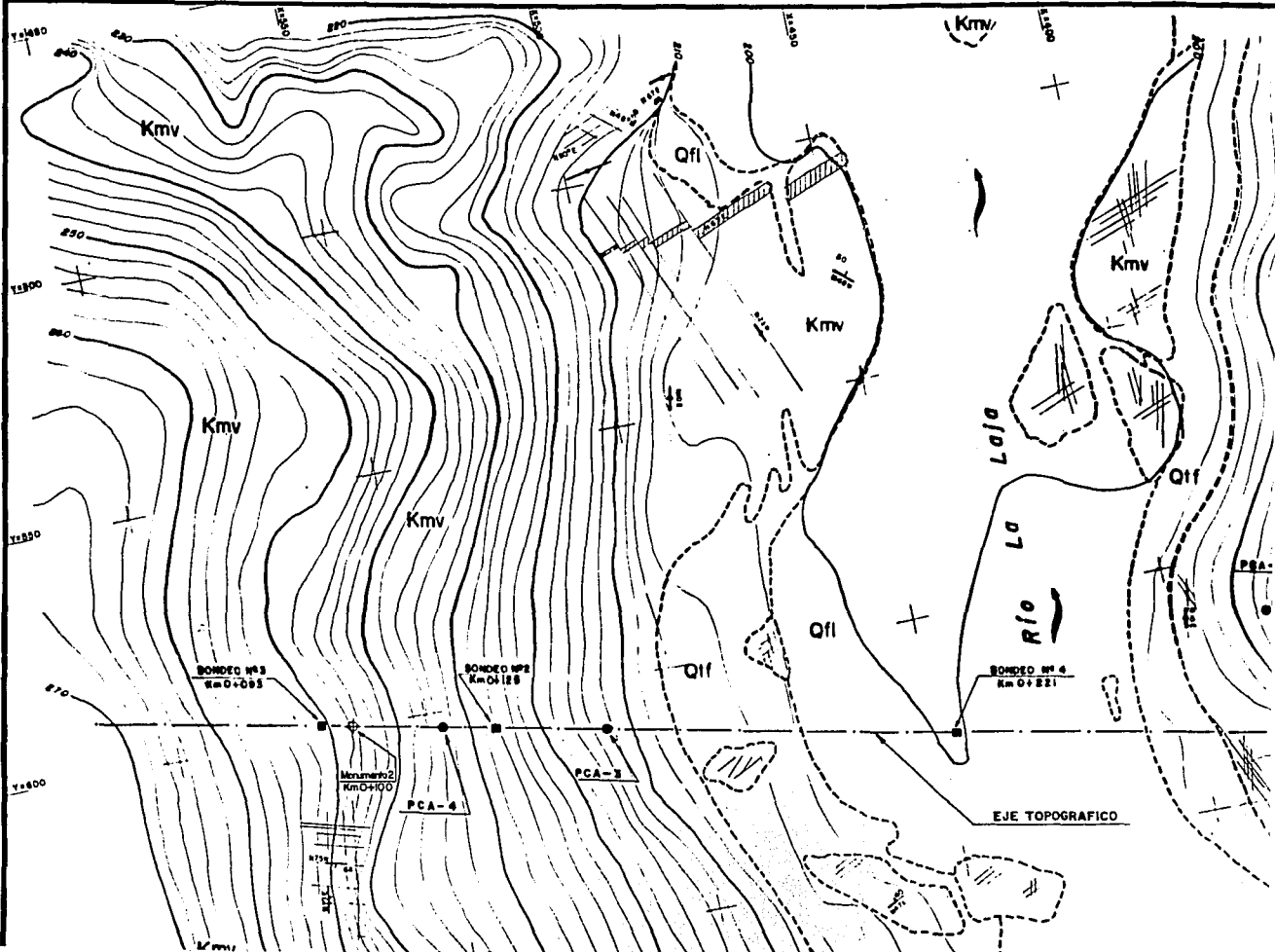
**UNAM FACULTAD DE INGENIERIA**

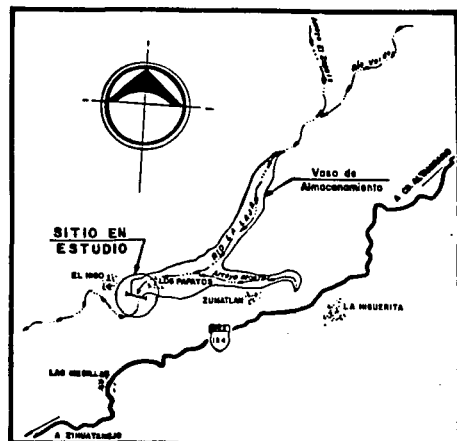
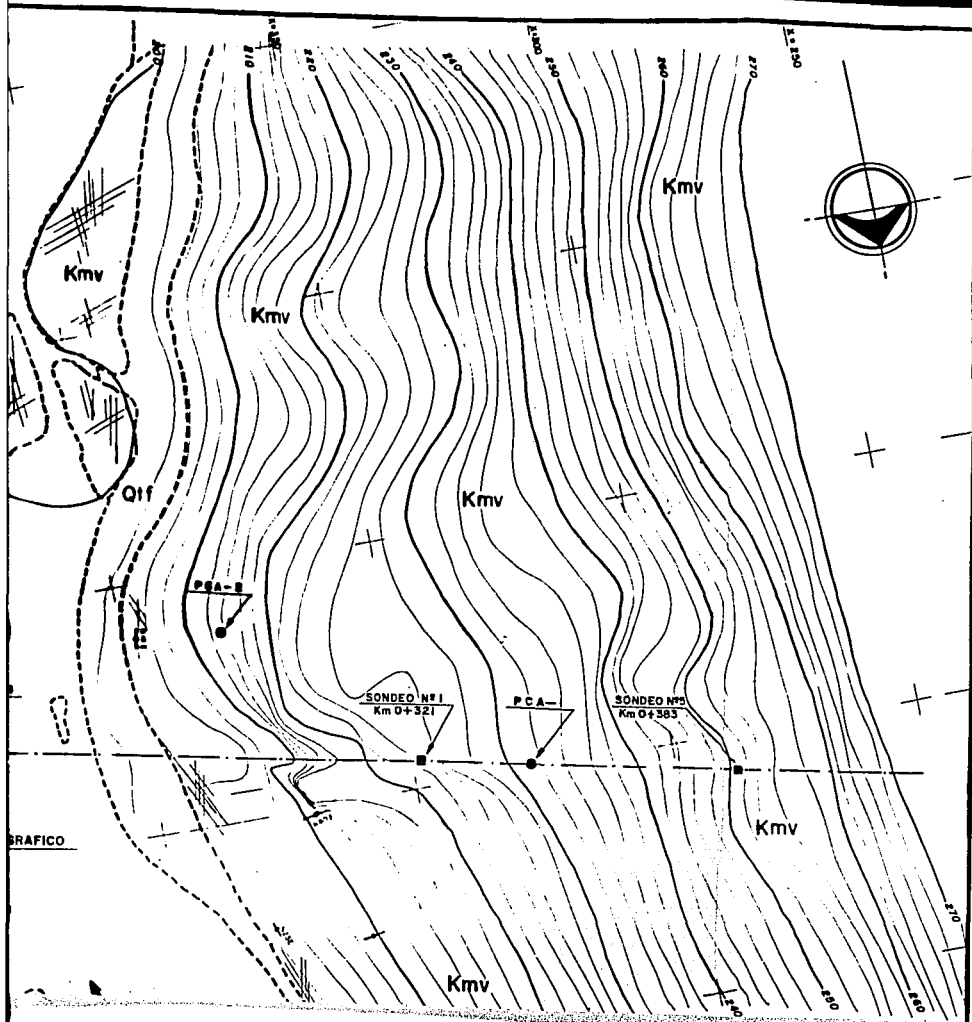
**GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES  
PERFIL GEOMECANICO DEL CRUCE  
PUENTE "RIO HONDO"**

**TESIS PROFESIONAL  
KOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT**

**PLANO Nº 3**







**CROQUIS DE LOCALIZACION**

**SIMBOLOGIA GENERAL**

POBLADO	
CARRETERA FEDERAL	
EJE DE CORTINA PROYECTADA	
COTA TOPOGRAFICA	
DIRECCION DE ESCURRIMIENTO	
MONUMENTO TOPOGRAFICO	

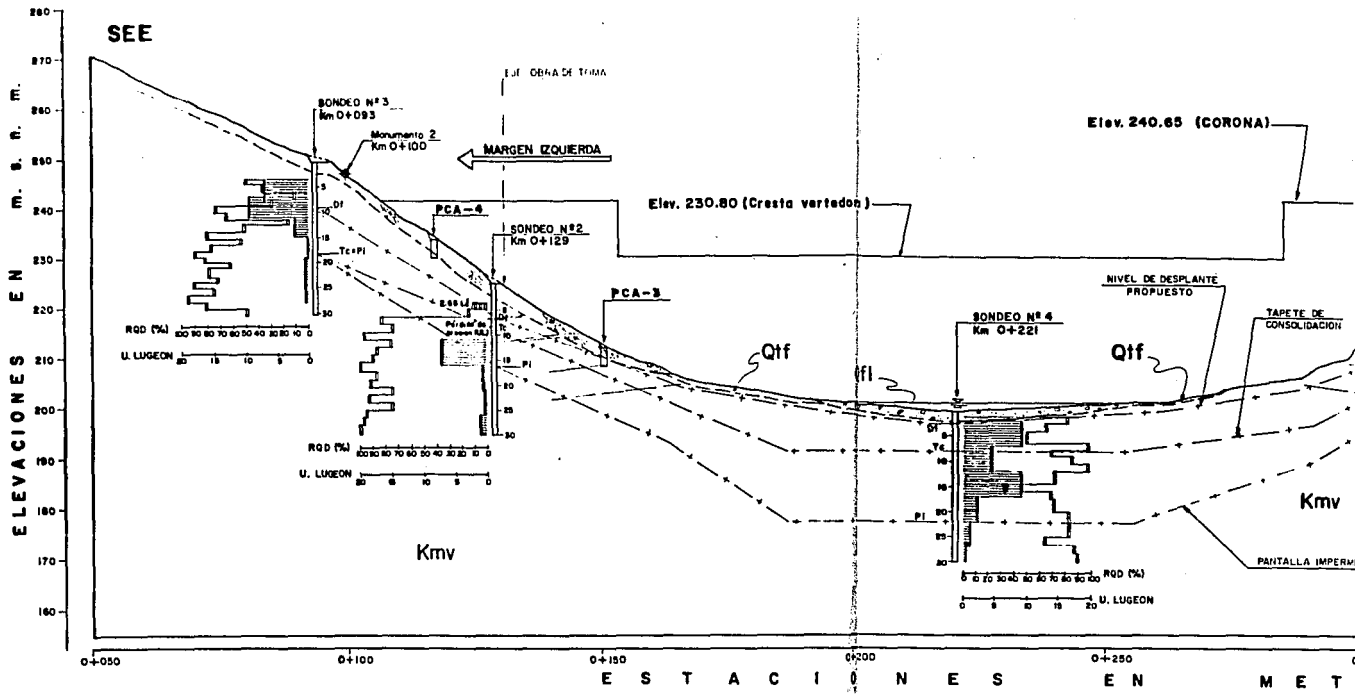
**SIMBOLOGIA GEOTECNICA**

NIVEL DE DESPLANTE PROPOSTO	
TAPETE DE CONSOLIDACION	
PANTALLA IMPERMEABLE	
EJE TOPOGRAFICO DE CORTINA	
SONDEO PROFUNDO REALIZADO (PLANTA-PERFIL)	
INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA (RQD)	
PERMEABILIDAD LUZEON	
PERMEABILIDAD LEFRANC	
SONDEO SOMERO REALIZADO (PLANTA-PERFIL)	

Y = 630



Qfi



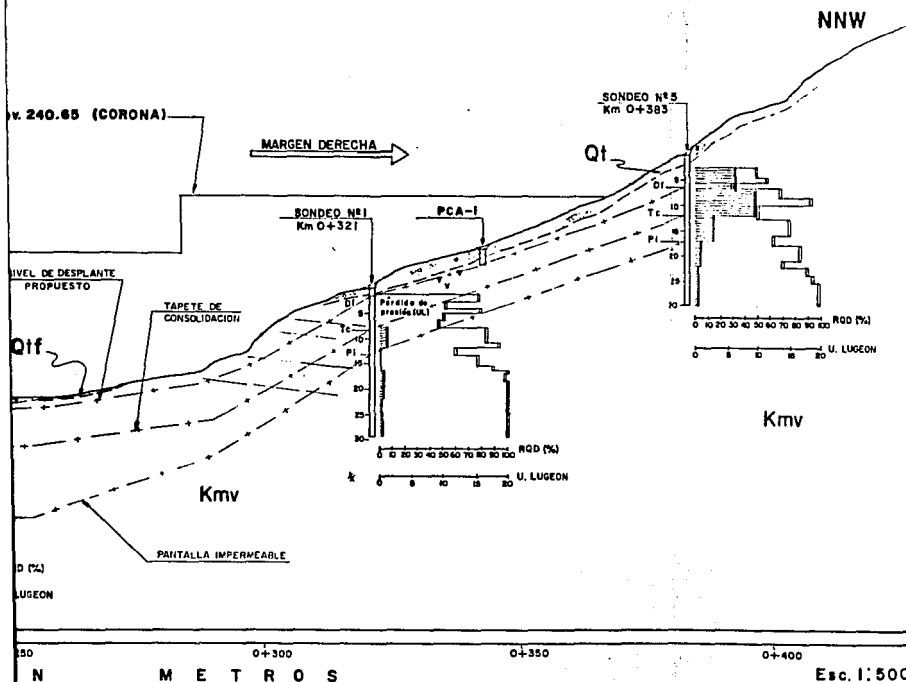
SEE

ELEVACIONES EN M. S. R. M.

ESTACIONES EN MET

Qf1

PLANTA  
ESCALA GRAFICA 1:500  
H E T R O S



NNW

SONDEO N°5  
Km 0+383

Qf1

Qf

Qf

Qf

Qf

Qf

Qf

Qf

Qf

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 RGD (%)

0 5 10 15 20 U. LUGEOON

Kmv

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 RGD (%)

0 5 10 15 20 U. LUGEOON

D (%)

LUGEOON

30

0+300

0+350

0+400

N M E T R O S

Esc. 1:500

## SIMBOLOGIA GEOLOGICA

## DEPOSITO FLUVIAL:

Grava y rodados subredondeados de metandesita y granodiorita, empacados en una matriz arena limosa de compactad suelta, -- color café claro

Qf1

## DEPOSITO DE TERHAZA FLUVIAL:

Arcilla arenosa con grava chica, de consistencia blanda a dura, de color café claro

Qf1f

## DEPOSITO DE TALUD:

Arcilla arenosa con poca grava chica, de consistencia poco firme, color café; ocasionalmente presenta caídas de roca metandesita (Cubre a Kmv).

Qf1

## ROCA METANDESITA:

Roca de textura macroscópica blastoporfídica y microscópica granoblástica, presenta cristales de feldespatos, anfíboles poco deformados, alteración clorítica secundaria y vetillas de pirita; se presenta fracturado, con una resistencia y permeabilidad de baja a media.

Kmv

## CONTACTO LITOLOGICO.

## LIMITE ENTRE SUELO-ROCA.

## FRACTURAMIENTO (PLANTA-PERFIL)

## FALLAS.

## DIQUES.

## NOTA

\* Obtenida de referencia No. 29

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES

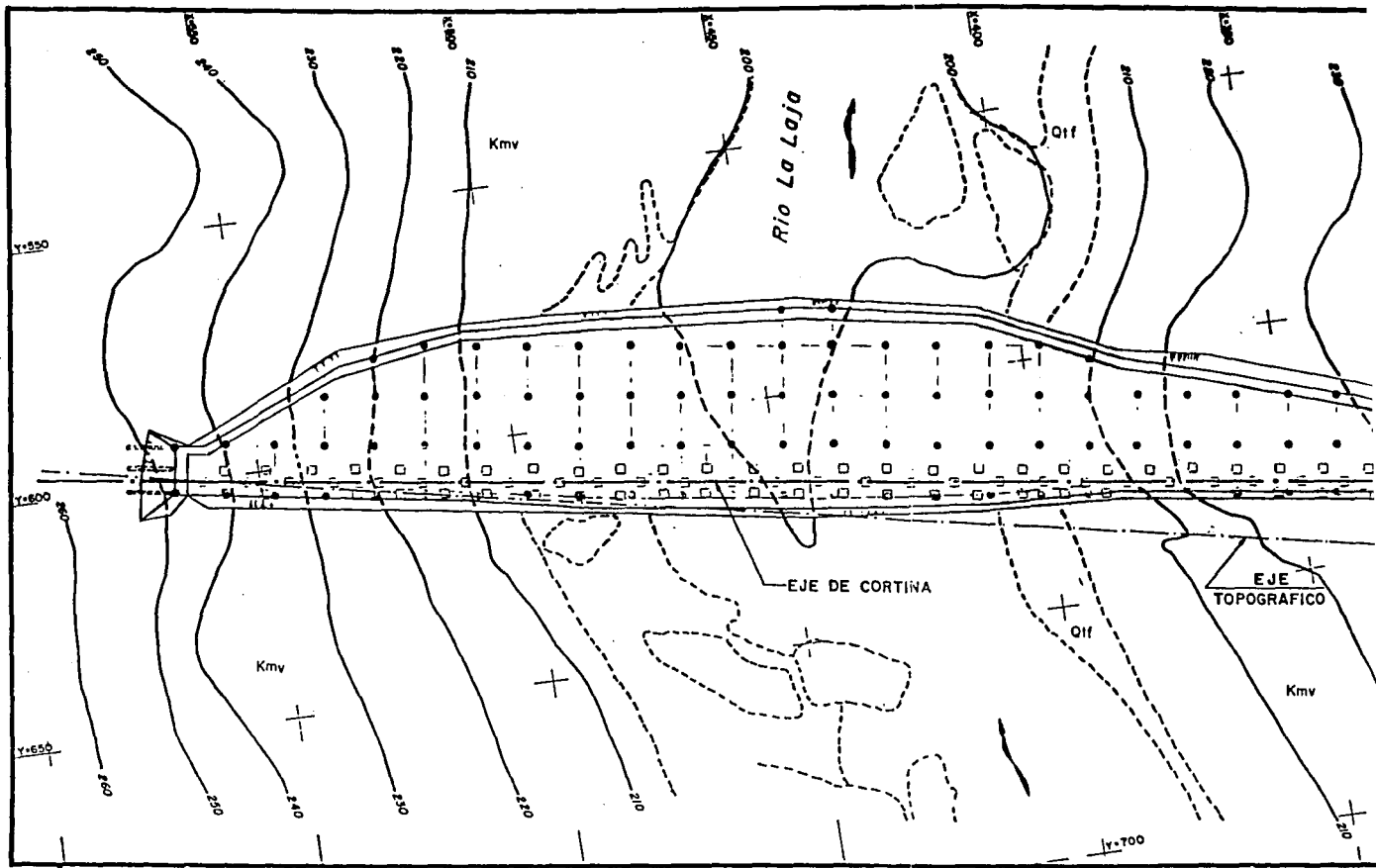
PERFIL GEOMECANICO DEL EJE TOPOGRAFICO BOQUILLA "LA LAJA"

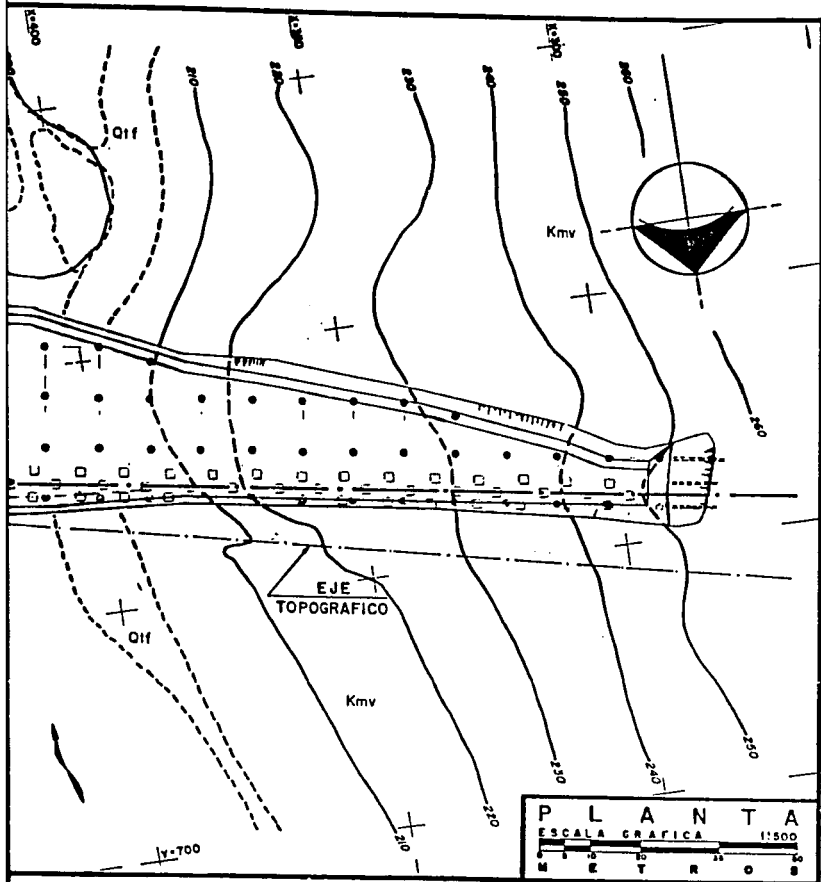
TESIS PROFESIONAL

XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT

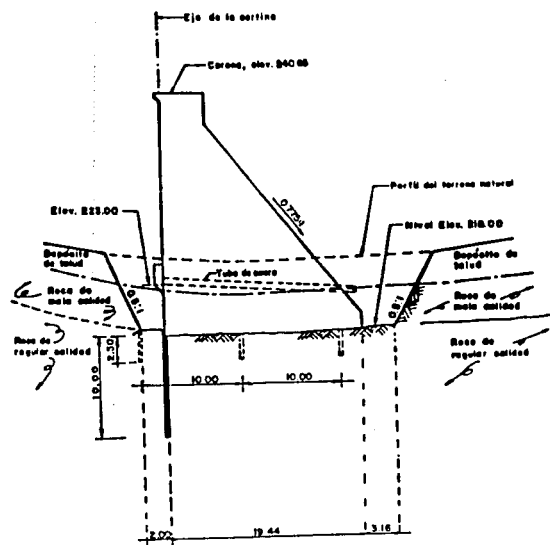
PLANO N° 4

Reducción al 50% del original

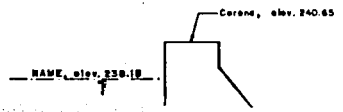




MARGEN DERECHA.

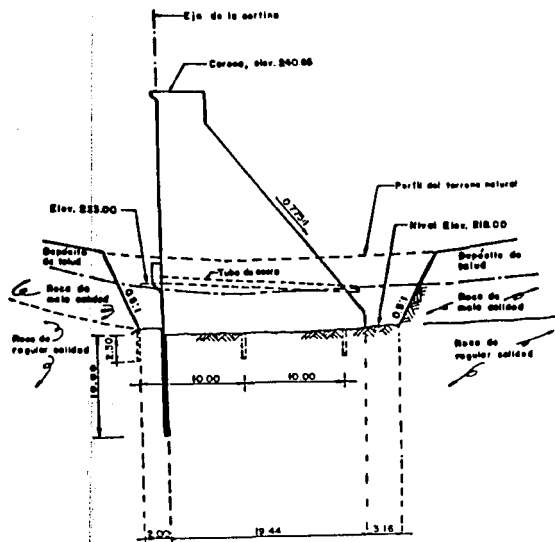


SECCION 1, EST. 0+029.50  
OBRA DE TOMA  
( A - A )

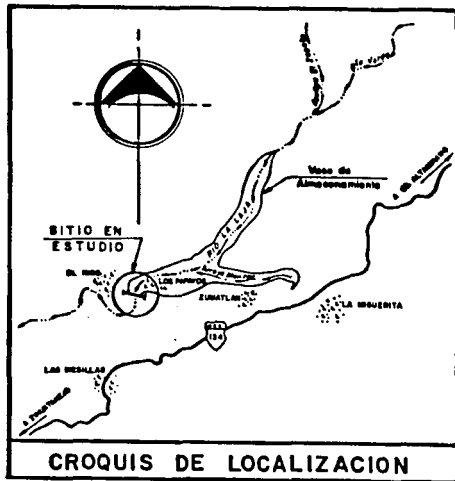


SIT  
ES  
La M  
CR

FASE  
a).- REMO  
M Elim  
M Elim  
descri  
M El ba  
Indic  
b).- TAP  
La M  
por 10



SECCION 1, EST. 0+029.50  
OBRA DE TOMA  
( A - A )



CROQUIS DE LOCALIZACION

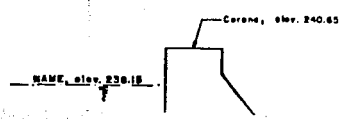
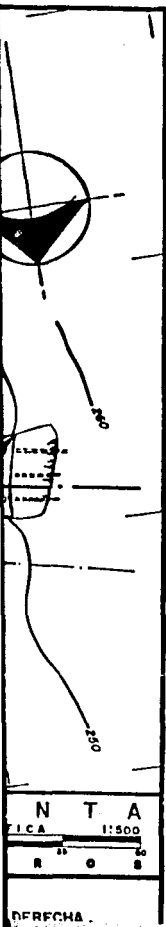
FASES DEL TRATAMIENTO DE CIMENTACION

a).- REMOCION

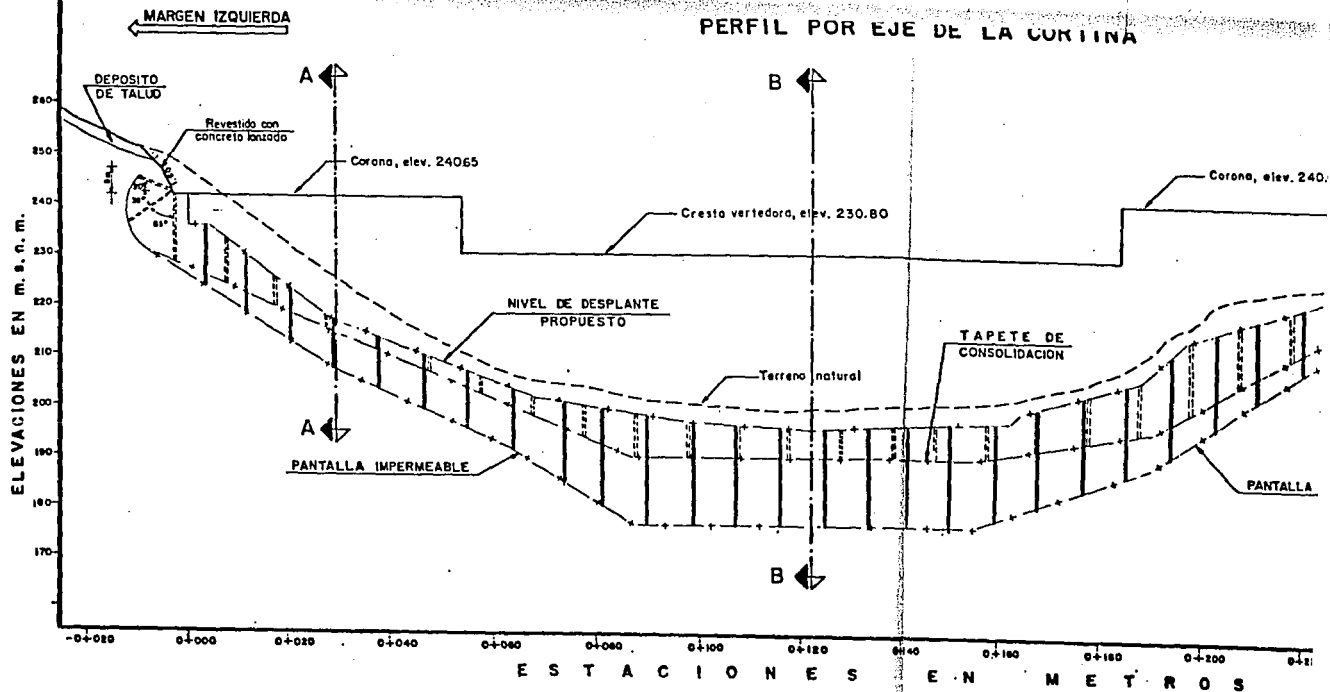
- \* Eliminación de los depósitos de salud y fluviales.
- \* Eliminación de la roca de mala calidad hasta el nivel de desplante recomendado y en todo el área de excavación.
- \* El banco de desperdicio de los materiales removidos, será el indicado por el ingeniero residente.

b).- TAPETE DE CONSOLIDACION

- \* La distribución de los barrenos será una cuadrícula de 10.0 m por 10m, excepto donde se indica. Las inyecciones cubrirán el

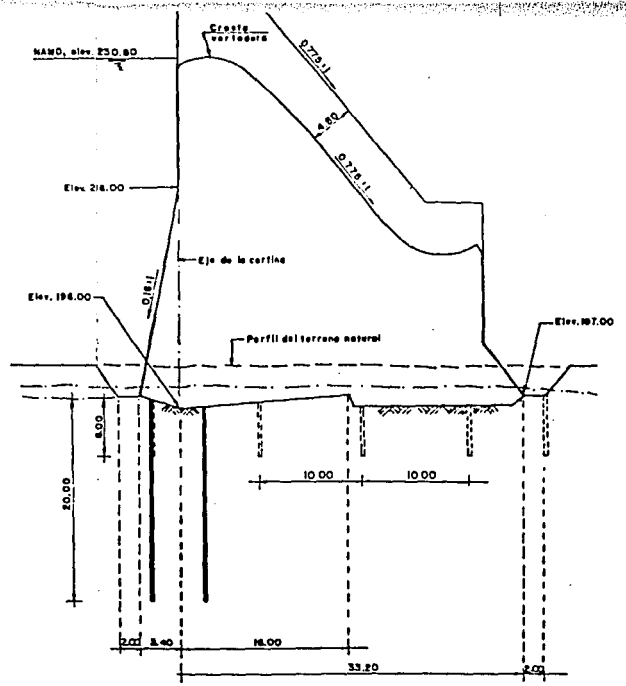
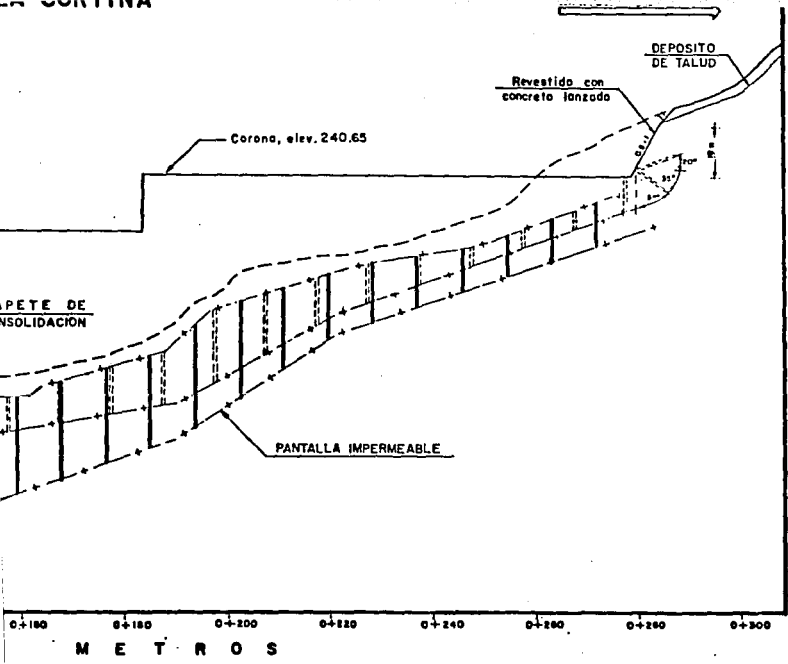


# PERFIL POR EJE DE LA CORTINA





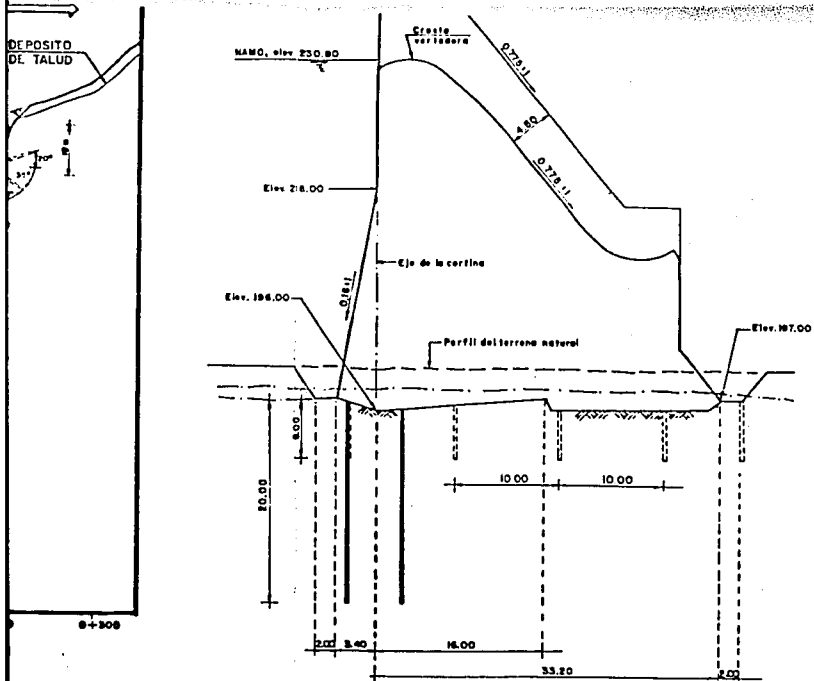
LA CORTINA



SECCION 2, EST. 0+122.00  
VERTEDOR  
( B - B )

REDUCCION AL 50% DE ORIGINAL

- Gras aplic al posterior
- c).- PANTI
  - \* La pr Inyec
  - \* Aliter eje di
  - \* La pr "Panto centr
- d).- PROC
  - \* Los ba
  - \* El pro
  - \* Para f
  - \* Se rec
  - \* lechad
  - \* la Pan
  - \* benton
  - \* La pr
  - \* del To
  - \* La pri
  - \* de Panti



SECCION 2, EST. 0+122.00  
VERTEDOR  
(B - B)

des de contacto de la cortina con la roca metasedelta, aplicados a baja presión y hasta la profundidad indicada por el nivel de "Tapete de Consolidación". De ser necesario en etapas posteriores, la cuadrícula se cerrará a 5.0m por lado.

c).- PANTALLA IMPERMEABLE

- \* La pantalla impermeable se formará con tres hileros de inyectado en acomoda "tres bailillos", la separación entre hileros será de 2.5 m, coincidiendo el hilero central con el eje de la cortina.
- \* La profundidad de inyectado está indicada por el nivel de "Pantalla Impermeable". En la primera etapa se inyectará la hilera central.

d).- PROCEDIMIENTO DE INYECTADO

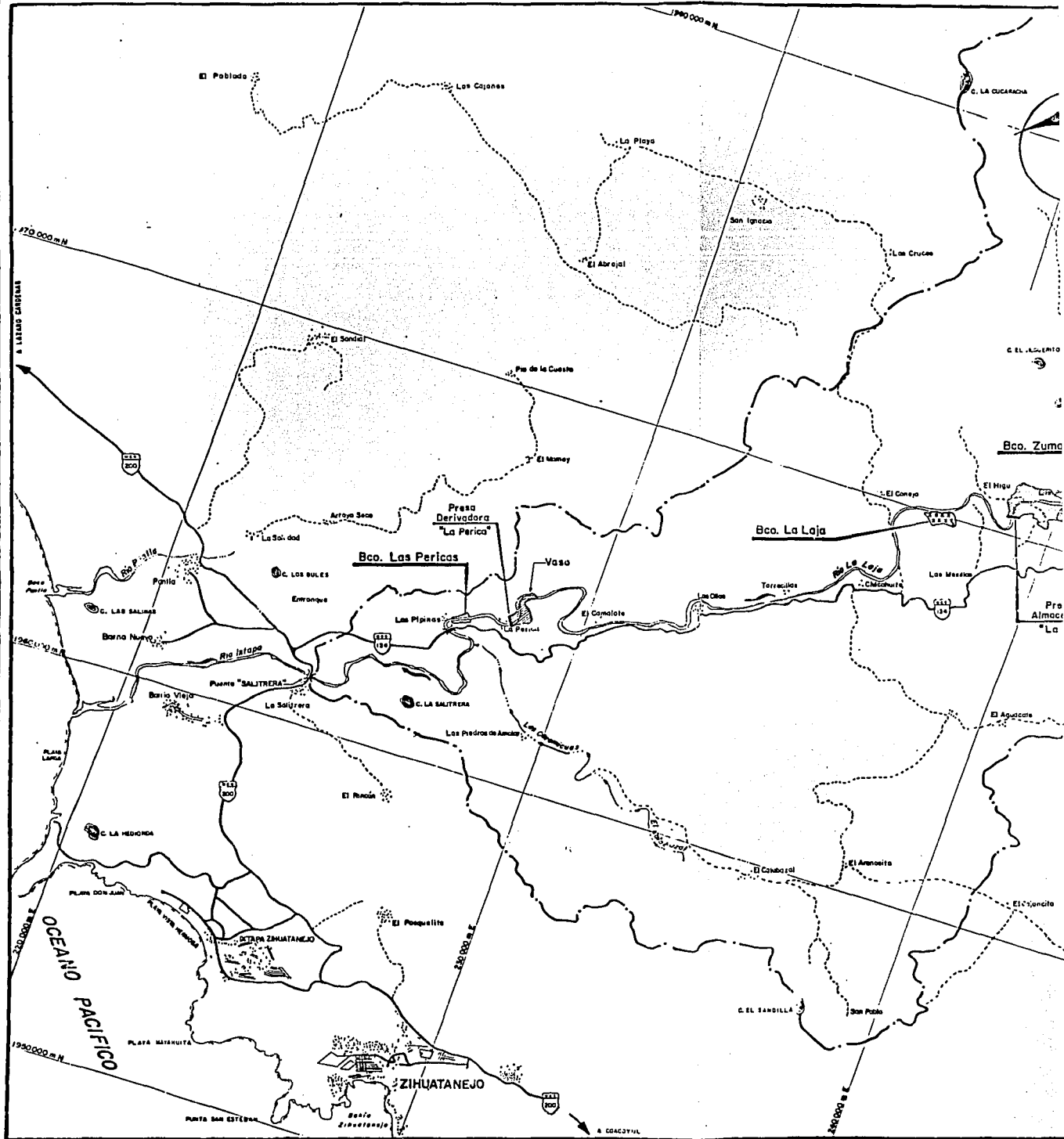
- \* Los barrenos serán verticales y con diámetro de 3 1/4".
- \* El procedimiento de inyectado será el conocido como "inyección progresiva". Descendente para la punta y sin progresiones para el tapete.
- \* Para fijar el tipo de lchada es necesario realizar en cada pozo perforado, pruebas de presión.
- \* Se recomienda para formar el Tapete de Consolidación, una lchada a base de una mezcla inestable (agua - cemento) y para la Pantalla Impermeable una mezcla estable (agua - cemento - bentonita).
- \* La presión de rechazo a considerar durante el inyectado - del Tapete de Consolidación será de 6 Kg/cm<sup>2</sup>.
- \* La presión de rechazo a considerar durante el inyectado de Pantalla Impermeable será de 10 Kg/cm<sup>2</sup>.

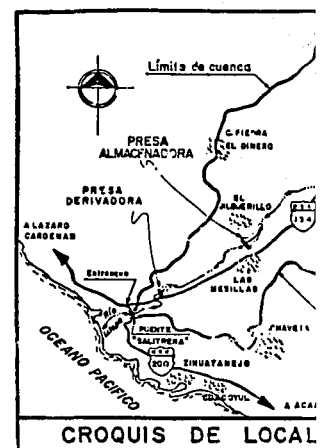
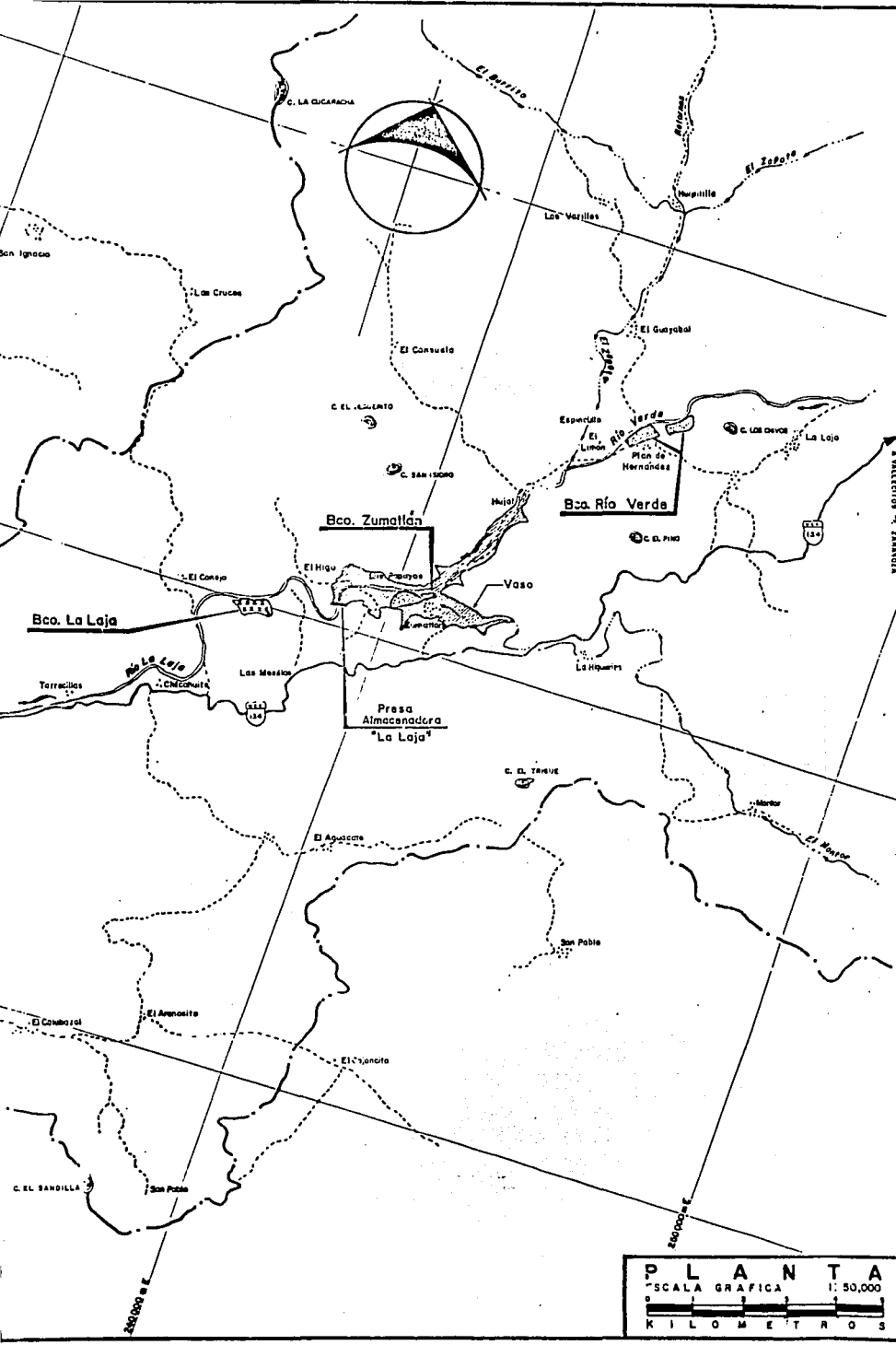
NOTA :

\* Obtenida de referencia No. 29

UNAM	FACULTAD DE INGENIERIA
GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES	
TRATAMIENTO DE CIMENTACION	
PRESA "LA LAJA"	
TESIS PROFESIONAL	
XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT	
PLANO Nº 5	

E ORIGINAL





**RESUMEN DE BANCOS DE MAT**

NOMBRE DEL BANCO	DISTANCIA DE ACARREO (Km)	CLASIFICACION DEL MATERIAL	AREA DEL BANCO (m2)	ESPESOR APROVECHABLE (m)	VOLUMEN APROVECHABLE (m3)	TRATAMIENTO RECOMENDADO
Rio Verde	14	grava-arena	40,020	1.5	60,030	cribado y lavado
Zumatlan	2	grava-arena	40,500	2.0	81,000	cribado y lavado
Las Pericas	18	grava-arena	35,728	2.0	71,056	cribado y lavado
La Laja	2	roca estratificada	50,000	10.0	500,000	espeluzco, triturado y cribado

**SIMBOLOGIA**

- BANCO DE GRAVA-ARENA \_\_\_\_\_
- BANCO DE RIFA \_\_\_\_\_
- CANALIZACION \_\_\_\_\_
- TERRACERIAS \_\_\_\_\_
- DIRECCION DE FLUJO \_\_\_\_\_
- POBLADO URBANO \_\_\_\_\_
- RANCHERIA \_\_\_\_\_
- ELEVACION TOPOGRAFICA \_\_\_\_\_
- LIMITE DE CUENCA HIDROLOGICA \_\_\_\_\_

**NOTA:**

- \* La planta topografica y ordenada N - E se toman de las cartas E14C12 y E14C22 de INEGI
- \* El area de Bancos representada en planta, está tomada de la referencia No. 30

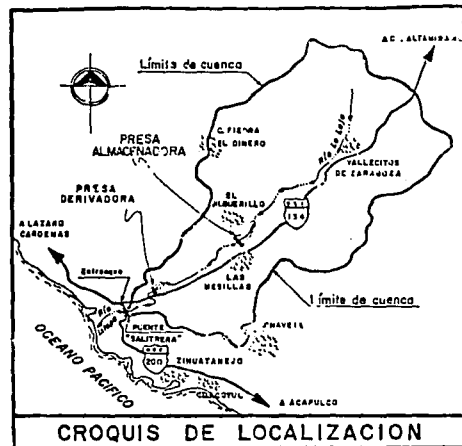
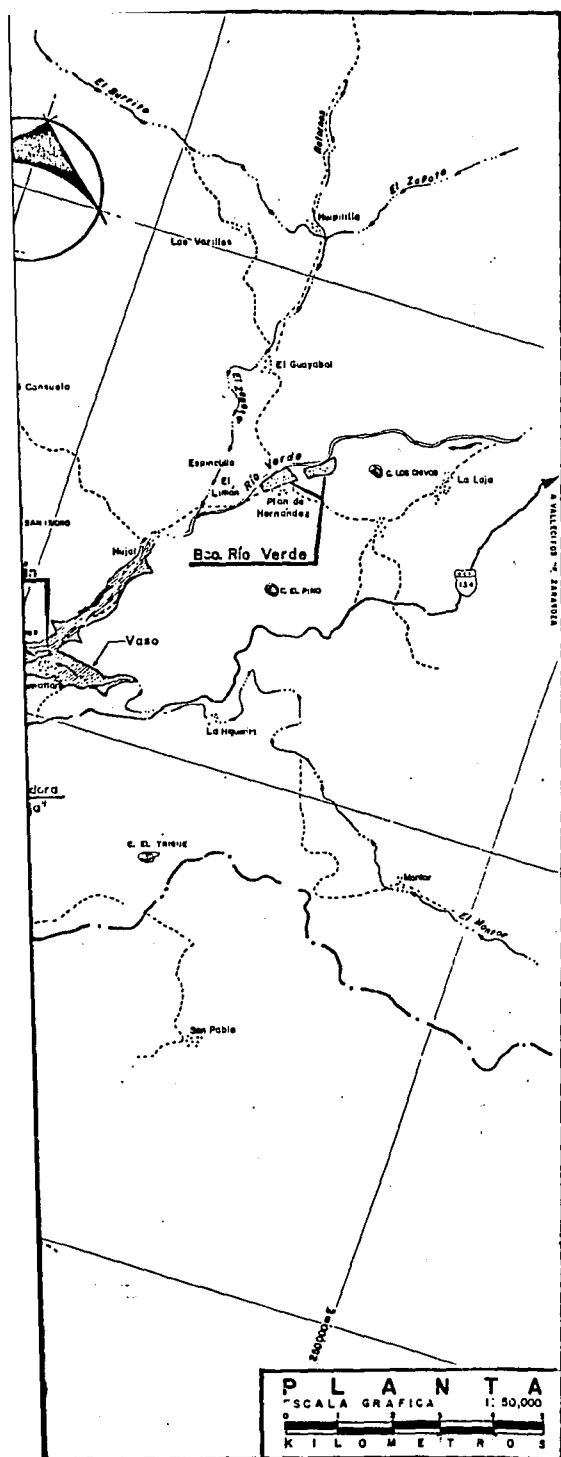


**UNAM** FACUL  
INGE

GEOLOGIA APLICADA A  
LOCALIZACION DE BANCOS  
PRESA "LA LAJA"

TESIS PROF. ESC.

XOCHITL ALICIA ESCOBAR



RESUMEN DE BANCOS DE MATERIAL								
NOMBRE DEL BANCO	DISTANCIA DE ACARREO (Km)	CLASIFICACION DEL MATERIAL	AREA DEL BANCO (m2)	ESPESOR APROVECHABLE (m)	VOLUMEN APROVECHABLE (m3)	TRATAMIENTO RECOMENDADO	EMPLEO	REGALIAS
Rio Verde	14	grava-arena	40,020	1.5	60,030	cribado y lavado	elaboración de concreto	ajol
La Laja	2	grava-arena	40,500	2.0	81,000	cribado y lavado	elaboración de concreto	ajol
La Pericas	18	grava-arena	35,728	2.0	71,052	cribado y lavado	elaboración de concreto	propiedad privada
La Laja	2	roca en pedruzcos	50,000	10.0	500,000	estrucción, triturada y cribada	elaboración de concreto	ajol

### SIMBOLOGIA

BANCO DE GRAVA-ARENA	
BANCO DE RIVERA	
CARRETERA	
TERRACERIAS	
DIRECCION DE FLUJO	
POBLADO URBANO	
RANCHERIA	
ELEVACION TOPOGRAFICA	
LIMITE DE CUENCA HIDROLOGICA	

### NOTA:

\* La planta topográfica y ordenadas N-E se obtuvieron a partir de los cartos E14C12 y E14C22 de INEGI

\* El área de Bancos representada en planta, está fuera de escala

\*Obtenido de referencia No. 30

**UNAM** FACULTAD DE INGENIERIA  
 GEOLOGIA APLICADA A OBRAS CIVILES  
 LOCALIZACION DE BANCOS DE MATERIAL  
 PRESA "LA LAJA"  
 TESIS PROFESIONAL  
 XOCHITL ALICIA ESCOBAR AUBERT  
**PLANO N° 6**

Reducción al 50% del original.

## **A N E X O S**

### **ANEXO No. 1 REPORTE PETROGRAFICO**

PRESA DE ALMACENAMIENTO "LA LAJA"  
ZIHUATANEJO, GRO.  
ESTUDIO PETROGRAFICO No. 1

1.- DATOS DE CAMPO.

MUESTRA No: Sondeo No. 1

LOCALIDAD: Río La Laja, Edo. de Guerrero.

DESCRIPCIÓN DEL AFLORAMIENTO: margen derecha del cauce  
a una profundidad de 20.50 m.

2.- DESCRIPCIÓN MACROSCÓPICA.

COLOR: gris claro, con tonalidades verde oliva

ESTRUCTURA Y TEXTURA: masiva brechoide

MINERALES OBSERVABLES: feldespatos, anfíboles y clorita

3.- DESCRIPCIÓN MICROSCÓPICA.

TEXTURA: granoblástica

MINERALOGÍA:

a) MINERALES ESENCIALES:  
ortoclasa, hornblenda

b) MINERALES ACCESORIOS:  
cuarzo, ilmenita, pirita amorfa

c) MINERALES SECUNDARIOS:  
clorita

d) MATRIZ O CEMENTANTE:

e) CARACTERÍSTICAS ESPECIALES:

la clorita se encuentra relleno de fracturas y la hornblenda se  
presenta poco deformada.

4.- ORIGEN DE LA ROCA.

volcánica afectada por metamorfismo regional incipiente

5.- CLASIFICACIÓN. metandesita

FECHA: Marzo, 1993

PETRÓGRAFO: Xóchitl Alicia Escobar Aubert.

PRESA DE ALMACENAMIENTO "LA LAJA"  
ZIHUATANEJO, GRO.  
ESTUDIO PETROGRAFICO No. 2

1. - DATOS DE CAMPO.

MUESTRA No: Sondeo No. 4

LOCALIDAD: Río La Laja, Edo. de Guerrero.

DESCRIPCIÓN DEL AFLORAMIENTO: cauce del río, a una profundidad de 9.0 m.

2. - DESCRIPCIÓN MACROSCÓPICA.

COLOR: gris verdoso claro.

ESTRUCTURA Y TEXTURA: masiva brechoide

MINERALES OBSERVABLES: feldespatos, sulfatos y clorita

3. - DESCRIPCIÓN MICROSCÓPICA.

TEXTURA: granoblástica

MINERALOGÍA:

a) MINERALES ESENCIALES:  
hornblenda, oligoclasa, albita

b) MINERALES ACCESORIOS:  
cuarzo, ilmenita, pirita

c) MINERALES SECUNDARIOS:  
clorita

d) MATRIZ O CEMENTANTE:

e) CARACTERÍSTICAS ESPECIALES:  
la clorita se observa relleno de microfracturas.

4. - ORIGEN DE LA ROCA.

volcánica afectada por metamorfismo de contacto de bajo grado

5. - CLASIFICACIÓN. corneana de hornblenda

FECHA: Marzo, 1993

PETRÓGRAFO: Xóchitl Alicia Escobar Aubert.



PRESA DE ALMACENAMIENTO "LA LAJA"  
ZIHUATANEJO, GRO.  
ESTUDIO PETROGRAFICO No. 3

1. - DATOS DE CAMPO.

MUESTRA No: Sondeo No. 6

LOCALIDAD: Río La Laja, Edo. de Guerrero.

DESCRIPCIÓN DEL AFLORAMIENTO: desnivel topográfico localizado aguas arriba del sitio de boquilla y margen derecha del río, profundidad de 8.0 m.

2. - DESCRIPCIÓN MACROSCÓPICA.

COLOR: gris rojizo claro.

ESTRUCTURA Y TEXTURA: brechoide

MINERALES OBSERVABLES: feldespatos, cuarzo, anfíbol

3. - DESCRIPCIÓN MICROSCÓPICA.

TEXTURA: nematoblástica

MINERALOGÍA:

a) MINERALES ESENCIALES:  
hornblenda, oligoclasa, cuarzo

b) MINERALES ACCESORIOS:  
ilmenita, pirita

c) MINERALES SECUNDARIOS:

d) MATRIZ O CEMENTANTE:  
microcristales de hornblenda y plagioclasas

e) CARACTERÍSTICAS ESPECIALES:  
los cristales presentan microfracturamiento por cataclasis.

4. - ORIGEN DE LA ROCA.

volcánica básica afectada primero por metamorfismo de bajo grado, después por metamorfismo dinámico.

5. - CLASIFICACIÓN. metandesita cataclástica

FECHA: Marzo, 1993

PETRÓGRAFO: Xóchitl Alicia Escobar Aubert.