



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ANÁLISIS DE CORTINAS TIPO GRAVEDAD

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Gerardo Lugo Mendoza

DIRECTOR DE TESIS

M.I. Víctor Franco



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2007

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Facultad de Ingeniería



ANÁLISIS DE CORTINAS TIPO GRAVEDAD

Gerardo Lugo Mendoza

Profesor

M.I. Víctor Franco

México DF.

2007

Análisis de Cortinas Tipo Gravedad

Índice

OBJETIVO.

Introducción

Reseña histórica

Localización de la cortina

Objetivos de la obra

CAPITULO 1. TOPOGRAFÍA

1.1 Generalidades

1.2 Topografía

Cortina tipo gravedad

1.3 Estudios topográficos

1.4 Bancos de nivel

1.5 Topografía de detalle

CAPITULO 2. GEOLOGÍA

2.1 Estudios geológicos

2.2 Términos geológicos

2.2.1 Rocas sedimentarias

2.2.2 Rocas metamórficas

2.2.3 Rocas intrusitas

2.2.4 Rocas extrusivas

2.2.5 Diaclasas

2.3 Clasificación de las rocas volcánicas

2.3.1 Riolitas

2.3.2 Andesitas

2.3.3 Basalto

2.3.4 Grupo de feldespatos

2.3.5 Anfibolita

2.3.6 Hornblenda

2.3.7 Esquistos

2.3.8 Hematita

2.3.9 Pliegues

2.3.10 Fallas

2.3.11 Tobáceas

2.4 Ejemplo

2.4.1 Estudios geológicos

2.4.2 Geología regional

2.4.2.1 Geomorfología

2.4.2.2 Tectónica regional

2.4.3 Ejemplo de Geología del vaso

2.4.3.1 Estratigrafía

- a) Esquistos y anfibolitas**
- b) Metaandesitas y metatraquitas**
- c) Metacaliza**
- d) Metaareniscas y metaconglomerados verdes**
- e) Corneana y hornfels**
- f) Granito**
- g) Areniscas y conglomerados rojos**
- h) Secuencia ignimbrítica**
- i) Conglomerados y areniscas abigarrados**

2.5 Geología estructural del vaso

2.6 Permeabilidad del vaso

2.7 Geología de la boquilla

2.7.1 Estratigrafía

- a) Corneana**
- b) Granito y granodiorita**
- c) Secuencia ignimbrítica**
- d) Diques de dolerita o diabasa y basaltos**
- e) Depósitos de talud y aluvión**

2.8 Geología estructural de la boquilla

- a) Margen izquierda**
- b) Margen derecha**

2.9 Riesgos geológicos

CAPITULO 3. MECÁNICA DE SUELOS

3.1 Constitución interna del globo terrestre

3.2 Suelo

3.3 Granulometría

3.3.1 Granulometría en suelos

3.4 Representación de la distribución granulométrica

3.5 Distribuciones teóricas

3.6 Distribución circular

3.7 Distribución log-normal

3.8 Plasticidad

3.8.1 Generalidades y definiciones

3.8.2 Estados de consistencia. Límites de plasticidad

3.9 Clasificación e identificación de suelos

3.9.1 Generalidades

3.9.2 Sistema unificado de clasificación de suelos

3.9.3 Identificación de suelos

3.10 Exploración y muestreo de suelos

3.10.1 Introducción

3.10.2 Sondeos en suelo

3.10.3 Tipos de sondeos

- a) Métodos de exploración de carácter preliminar**

- a.1 Pozos a cielo abierto o calicatas
- a.2 Perforaciones con porteadora, barrenos helicoidales o métodos similares
- a.3 Método de lavado
- a.4 Método de penetración estándar
- a.5 Método de penetración cónica
- a.6 Perforaciones en boleos y gravas
- b) Métodos de sondeo definitivos
 - b.1 Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado (Calicata)
 - b.2 Muestreo con tubos de pared delgada
 - b.3 Métodos rotatorios para roca
- c) Métodos geofísicos
 - c.1 Método sísmico
 - c.2 Método de resistividad eléctrica
 - c.3 Métodos magnéticos y gravimétricos
- 3.11 Número, tipo y profundidad de los sondeos
- 3.12 Ejemplo
 - 3.12.1 Estudios geotécnicos
 - 3.12.1.1 Introducción
 - 3.12.1.2 Arreglo y geometría de las excavaciones
 - 3.12.1.3 Exploración y resultados para determinar parámetros de diseño
 - 3.12.2 Aspectos geotécnicos
 - 3.12.2.1 Propiedades mecánicas e hidráulicas
 - 3.12.2.2 Análisis de estabilidad y diseño de soporte
 - 3.12.2.3 Criterios básicos adoptados para el análisis y diseño de soporte

CAPITULO 4. ASPECTOS GENERALES DEL VASO

- 4.1 Estabilidad del vaso
- 4.2 Estudios geofísicos
- 4.3 Ensayos in situ

CAPITULO 5. UTILIZACIÓN DEL CONCRETO EN CORTINAS

- 5.1 Fundamentos sobre el concreto
- 5.2 Agregados para el concreto
- 5.3 Primer llenado
- 5.4 Concreto endurecido
- 5.5 Resistencia
- 5.6 ¿Qué son las juntas?
- 5.7 ¿Por qué se construyen las juntas?
- 5.8 Conclusión

CAPITULO 6. EJEMPLO DE ESTABILIDAD DE UNA CORTINA TIPO CONCRETO GRAVEDAD

- 6.1 Análisis de estabilidad
- 6.2 Estabilidad de la cortina
- 6.3 Subpresión
- 6.4 Empuje de azolves

6.5 Sismo

CAPITULO 7. EJEMPLO DE ATAGUIAS Y TIPO DE CIERRE PARA UNA CORTINA TIPO CONCRETO GRAVEDAD

7.1 Tajo de desvío y ataguías

7.1.1 Condiciones geológicas

7.1.2 Aspectos geotécnicos

7.1.3 Cierre

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

OBJETIVO

Se plantea como “proyecto” un sistema de aprovechamiento hidráulico, ya sea pequeño o grande, sencillo o complejo, para un objetivo o para varios, pero debe de constar con las instalaciones necesarias para obtener el máximo aprovechamiento de los recursos hidráulicos explotados.

Las investigaciones y los estudios que se efectúan deben considerarse en relación a la función que desempeñan para obtener los fines que se persiguen en el proyecto en conjunto: los objetivos del proyecto, los propósitos y su magnitud, determinan lo que debe investigarse respecto a la s cortinas.

En muchos casos, el proyecto tendrá un objeto doble o múltiple. Por esta razón, las investigaciones pueden abarcar un gran número de materias, de las cuales algunas o todas influirán en la selección del emplazamiento de la cortina, en el tamaño de la misma, y a los objetivos para que se destine. Por lo tanto, todo el proyecto debe considerarse para su estudio como a una sola unidad, antes de establecer definitivamente los requisitos de diseño correspondientes a un solo elemento, como una cortina.

Cada objeto al que se destina y cada incremento en su tamaño o alcance, deben justificar su inclusión en el proyecto con alguna medida apropiada de viabilidad o de justificación, que generalmente se relacionan a los beneficios que producen, la necesidad que remedian, o a la inversión que se puede recuperar con o sin o intereses.

Al estudiar la viabilidad de los tipos de cortinas y vasos deben siempre tomarse en cuenta las posibles objeciones con respecto a la salubridad pública y a los prejuicios que se puedan producir, y se deben hacer los esfuerzos necesarios para evitarlos.

El fondo de un vaso, que queda expuesto cuando se vacía, no solamente es poco atractivo, sino que también puede dificultar el acceso al agua. Al secarse los azolves, los olores de la vegetación podrida o el polvo que levanta el viento pueden producir molestias y daños reales a la salud y a las propiedades, en algunos casos, la retención de aguas negras puede aumentar el peligro. El agua dulce estancada, cuando se mantiene a un nivel constante, constituye un lugar ideal para el desarrollo de mosquitos, creando molestias, y posiblemente facilitando la transmisión de la malaria o la encefalitis.

Muchos de los embalses están situados en regiones afectadas por las sequías y estarán sujetos a avenidas instantáneas, bajo esas condiciones climáticas, la erosión producida por las avenidas en las cuencas y en los márgenes de la corriente llenara a esta de sedimentos que quedarán detenidos en los vasos. La acumulación de sedimentos puede reducir rápidamente la utilidad del vaso, y finalmente puede anular por completo su capacidad. La pérdida de capacidad y otros daños debidos al azolve de los vasos y los cambios de régimen de las corrientes cargadas de sedimentos como resultado de la operación de los vasos, se debe considerar en todos los proyectos que se propongan.

Los puntos siguientes presentan aspectos pertinentes de los objetos comunes, insistiendo especialmente en los requisitos de proyecto para las cortinas y los vasos.

- I. Irrigación
- II. Aplicaciones domesticas y municipales
- III. Usos industriales
- IV. Agua para ganado
- V. Producción de energía
- VI. Control de avenidas
- VII. Esparcimiento
- VIII. Animales salvajes
- IX. Almacenamiento para regulación de las corrientes
- X. Obras varias para la conservación del agua
- XI. Estudios de viabilidad
- XII. Valor estético
- XIII. Extensión de los estudios
- XIV. Etapas de investigación
- XV. Elaboración del plan general

Introducción

Reseña histórica

El proyecto forma parte del sistema de desarrollo agrícola y energético del río, en el norte del estado de Sinaloa.

La obra principal del proyecto, la presa, se construyo en el sitio denominado “sitio de presa”, aproximadamente a cinco kilómetros aguas debajo de la confluencia del río, con el río Chínipas; en ese tramo el ferrocarril Chihuahua-Pacífico corre sensiblemente paralelo al río, a una distancia aproximada de seis kilómetros.

Hace unos trescientos años, muy cerca de la boquilla, hacia aguas arriba de ella, se encontraban caseríos dispersos, habitados por indígenas caítas del sur que cohabitan con los mayos y los caítas del norte, hoy yaquis. Se asentaron en este lugar al que llamaron Huitis. Los caítas tenían una cultura dinámica propia y un sistema de cargos sociales y relaciones de intercambio con las tribus parentales cercanas. En el antiguo dialecto caíta, Huitis significa “lugar de flecheros”, según investigaciones del Instituto Nacional Indigenista.

Al finalizar el siglo XVII llegaron a la región frailes jesuitas que trabajaron en la evangelización de los pobladores, a quienes integraron dentro de esa comarca, que a partir de esos hechos puede considerarse la fundación del poblado.

Parece ser que el poblado formado por los jesuitas prosperó por varios siglos, pero por razones desconocidas se desintegró o sufrió un desarraigo progresivo de sus habitantes. Así, en los tiempos recientes, desde 1930 o 1940, se encuentran agrupamientos aislados de los descendientes, que ocupan laderas y lomeríos cercanos al cauce del río, unos tres kilómetros aguas arriba de la boquilla (Agua Calientita), y hacia aguas abajo, a una distancia del orden de cinco kilómetros de la misma (El Reparó).

Este proyecto viene a formar la última etapa del sistema hidroagrícola y energético del río. La zona agrícola del valle del río, empezó a ser desarrollada desde principios de este siglo en que se bombeaban aguas del río para abastecer los terrenos marginales. En el año de 1918 la United Sugar Companies, propietaria de gran parte de los terrenos, inicio la construcción de un sistema de riego por bombeo que se desarrolló intensamente, y más adelante llegó a promoverse la construcción de una presa en el sitio Balojaqui situado en la confluencia de los ríos Urique y San Miguel, afluentes de este río.

En 1938 se expropiaron los terrenos de la compañía y se formó la sociedad SICAE que promovió en 1945 la construcción de un sistema de riego por gravedad, ante la Comisión Nacional de Irrigación.

En 1947 la Secretaria, de nueva creación, continuó estudios y obras en el valle de este río y en 1951 formó la Comisión del Río para hacer la planeación y desarrollo integral de todos los recursos naturales de la cuenca, en varias etapas.

Se intensificaron entonces estudios para definir el sitio de una presa de almacenamiento y simultáneamente la Comisión de Generación tomó interés en hacer estudios para generación eléctrica con aguas del río.

Como siguiente etapa de desarrollo se construyó la presa Miguel Hidalgo en el sitio Mahone, que más adelante fue sobreelevada para alcanzar su óptimo aprovechamiento. Como siguiente etapa se planteó la construcción de otra presa en Balojaquio, este último sitio quedo como el definitivo.

Se hicieron levantamientos aerofotogramétricos del vaso por la Secretaría y por la Comisión de Generación; en ellos se aprecian caseríos con unidades habitacionales escasas y dispersas ya que el río en esta zona no tiene terrenos aptos para alguna explotación agropecuaria. En efecto, el río escurre por un cañón de márgenes acantiladas y únicamente se abre en dos o tres lugares donde se incorporan algunos afluentes, pero sin formar valles o planicies de alguna consideración.

Dentro de los estudios de la Comisión para plantear la posibilidad de construir una presa, en 1940 instaló una estación climatológica y de aforos.

La estación se localizó a 15 km aguas arriba de la confluencia con el río Choix, a la salida del tramo del río conocida como Cañón. La medición de escurrimientos del río se inició en marzo de 1941 mediante una escala de concreto recargada en la ladera de la margen

izquierda. A continuación se agregó una estructura de cable y canastilla con claro de 180 m y un limnógrafo que funcionó de junio de 1941 a octubre de 1959.

En 1953 se inició la exploración geológica con varias perforaciones en la zona del cauce de la boquilla por la Secretaría de Recursos Hidráulicos y en 1962 la Comisión Federal de Electricidad efectuó un programa de exploración directa en las laderas. Mas adelante, en 1974 se realizó por la Secretaría de Recursos Hidráulicos un programa de 10 sondeos a lo largo del cauce en la zona de la boquilla.

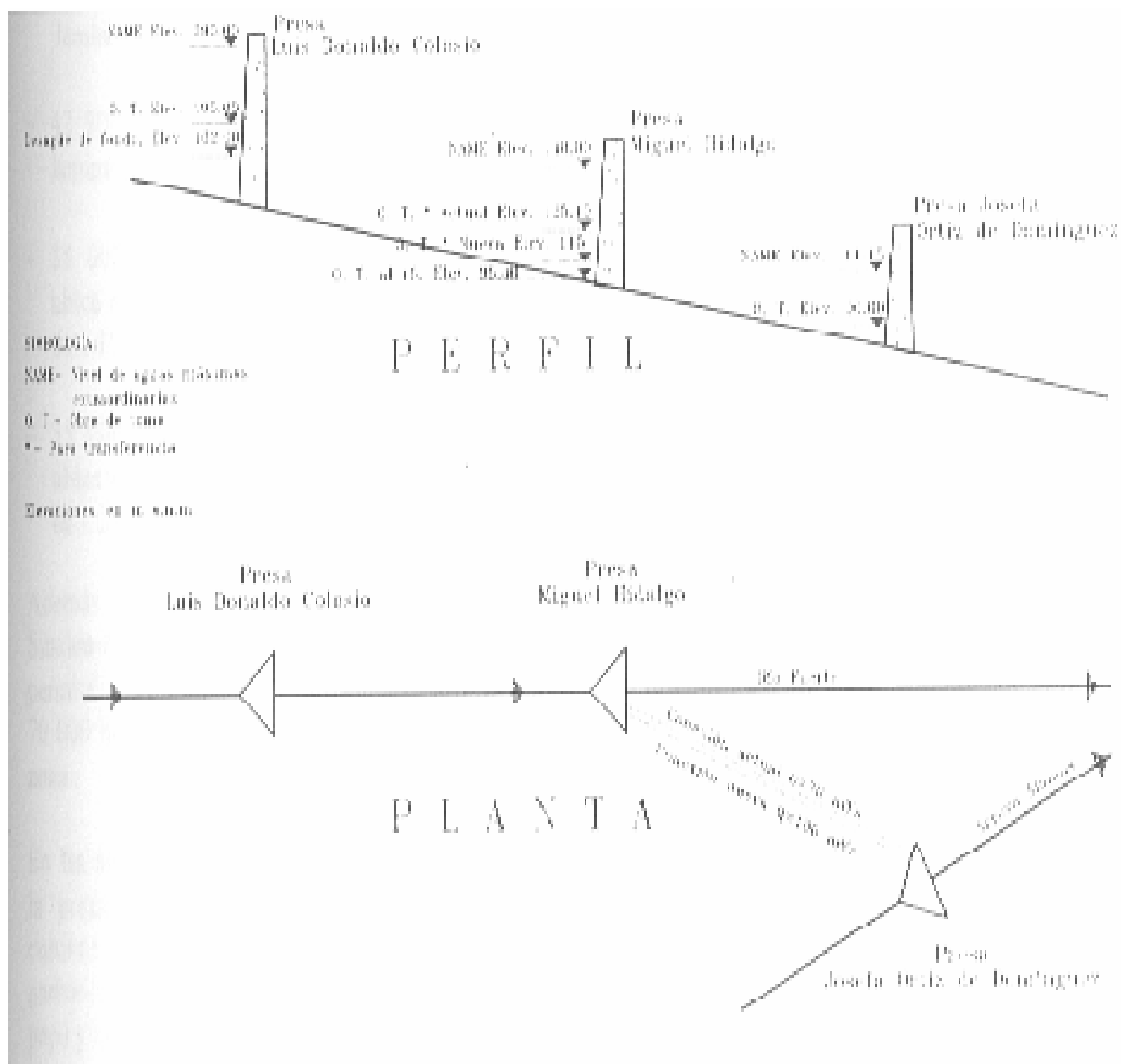
Localización de la Cortina

La presa está ubicada al noroeste de la República Mexicana en el estado de Sinaloa, cerca de los límites con los estados de Sonora y Chihuahua.

La distancia en línea recta desde la ciudad de México es de 1250 km con rumbo N47°W, y desde la ciudad de Culiacán, Sin. Es de 250 km con rumbo N23°W. Que coincide con la ciudad de los Mochis, Sin. Y de esta se deriva la carretera estatal No. 23 que pasa por las poblaciones de San Blas, El Fuerte y Choix, en el estado de Sinaloa, hasta llegar al sitio de la presa después de un recorrido de 142 km sobre carretera pavimentada.

A su vez, el ferrocarril Chihuahua-Pacífico comunica la región con la ciudad de Los Mochis y con el puerto de Topolobambo. La estación más cercana a la presa es Aguacaliente a 5 km de distancia aguas abajo.

Para el acceso por la vía aérea, en la ciudad de Los Mochis se cuenta con un aeropuerto con vuelos comerciales que conectan los principales puntos del país como Culiacán, Sin., Guadalajara, Jal. Y México, D.F.; en el poblado El Fuerte sobre la carretera Los Mochis-Choix existe una pista pavimentada que permite el aterrizaje de aviones pequeños; en el poblado de Choix se contó con una pista de terracería para el manejo de avionetas y en el sitio de la obra únicamente se construyeron helipuertos.



La obra tiene objetivos múltiples:

Colaborar con otras fuentes en la ampliación de 70000 hectáreas para riego, 35000 en el estado de Sinaloa y otras 35000 en el estado de Sonora.

Apoyar en el riego a 271000 hectáreas que son beneficiadas por el sistema de presas Miguel Hidalgo y Josefa Ortiz de Domínguez.

Controlar avenidas, ya que al duplicar la capacidad de control de las crecientes del río, es posible manejar adecuadamente las avenidas y reducir al mínimo posibles daños en los valles aguas abajo del sitio de la presa. La disminución en el riesgo de inundaciones, por contar con una mayor capacidad de regulación, implica proteger 50000 hectáreas cultivadas.

Generación de energía eléctrica, con una potencia instalada de 422 MW, y generación media anual de 911 GWh, lo cual permite participar de manera importante en el suministro de energía eléctrica durante las horas pico en el sector noroeste de la República.

CAPITULO 1. TOPOGRAFÍA

1.1 Generalidades

Solamente en circunstancias excepcionales los ingenieros especializados pueden afirmar que solo un tipo de cortina es el conveniente o el más económico para un lugar determinado. Excepto en los casos en los que la selección del tipo es evidente, se encontraran necesarios proyectos preliminares y presupuestos para varios tipos de cortinas antes de poder demostrar cuál es el mas económico. Por lo tanto, es importante insistir en que el proyecto puede resultar indebidamente caro, a menos de que las decisiones con respecto de la selección del tipo se basen en el estudio adecuado y después de consultar a ingenieros con experiencia.

En la selección del tipo para estructuras importantes, es también aconsejable obtener la asesoría de un ingeniero geólogo experimentado, en conexión con la relativa aplicabilidad de posibles tipos a la cimentación que existe en el lugar.

En numerosos casos, el costo excesivo de las protecciones contra las descargas del vertedor de demasías, las limitaciones en las obras de toma, y el problema de desviar la corriente durante la construcción tiene una importante influencia en la selección del tipo. En algunos casos, la selección del tipo puede también depender de la mano de obra y del equipo del que se pueda disponer. Lo que puede ser un elemento muy importante cuando entra el factor tiempo. Lo inaccesible del lugar puede tener una influencia importante en la selección.

La selección del mejor tipo de cortina para un lugar determinado requiere la consideración cuidadosa de las características de cada tipo, en relación con los accidentes físicos del lugar y la adaptación a los fines para los que se supone va a servir la presa, así como lo que respecta a la economía, seguridad y otras limitaciones que pudiera existir. La elección final del tipo de cortina se hará generalmente después de considerar estos factores. Usualmente, el factor más importante para determinar la elección final del tipo de cortina será el costo de construcción.

1.2 Topografía

La topografía, en gran parte, dicta la primera elección del tipo de cortina. Una corriente angosta corriendo entre desfiladeros de roca sugiere una presa vertedora. Las llanuras bajas, onduladas, con la misma propiedad, sugieren una cortina de tierra con vertedor de demasías separado. Cuando las condiciones son intermedias, otras consideraciones toman mayor importancia, pero el principio general de la conformidad con las condiciones naturales sigue siendo la guía principal.

La localización del vertedor es un factor importante que dependerá en gran parte de la topografía local y que, a su vez, tendrá una gran importancia en la selección final del tipo de cortina.

El terreno no solo tiene unas propiedades, sino también unas formas y unas dimensiones, es esencial disponer de una buena topografía de cerrada y embalse.

El plano del embalse para primeros tanteos, puede ser de escala alta ($1/50000$ o $1/25000$) siempre que su extensión sea importante. Pero el estudio definitivo, tanto para geología como para la cubicación de su capacidad, debe ser de una escala no inferior a $1/5000$. Es bastante usada la $1/2000$, que puede ser algo menor si el embalse es muy grande y pasar a $1/1000$ cuando es reducido.

La cerrada exige un plano más detallado, pues hay que definir en ella las obras de la cortina y las instalaciones auxiliares necesarias. Para primeros tanteos podrá bastar un $1/5000$ y desde luego uno a $1/2000$. Pero para el proyecto definitivo hay que bajar a $1/500$ o $1/200$, según los casos. Este plano debe extenderse a una zona suficientemente amplia para incluir, además de la cortina, al aliviadero y otros desagües, las instalaciones auxiliares de obra etcétera. Y todo ello con un cierto margen para poder estudiar sin agobio de espacio las distintas variantes que sea necesario analizar, así como para poder apreciar la posible influencia del terreno circundante en la estabilidad y permeabilidad.

Para definir la cortina es preciso obtener además perfiles transversales de ella, cuya escala sea algo mayor, $1/200$ o incluso más. Estos perfiles transversales se pueden obtener primero del taquimétrico a escala superior, pero una vez replanteada la cortina conviene obtenerlos directamente sobre el terreno.

En tanteos previos de cortina, para estudiar su mejor ubicación y antes de obtener el plano definitivo, se puede conseguir suficiente aproximación levantando perfiles transversales a la cerrada a escala 1/500 o 1/1000. Esto opera sobre todo en cortinas de planta recta, pues las cortinas arco requieren mejores datos para su encaje, aunque sea en primera aproximación.

Hoy día se han impuesto casi sin excepción los levantamientos fotogramétricos, preferentemente aéreos, aunque a veces se completan con los terrestres en las cerradas.

Todos los planos de embalse y cerrada deben quedar unidos por una triangulación, que será de grandes lados para el embalse y menores para la cerrada. Esta triangulación servirá para el replanteo de la cortina y, más tarde, para la observación de su comportamiento durante la explotación, completada si procede.

Aparte de los planos que conciernen directamente al embalse y la cerrada, hay que levantar eventualmente otros para los poblados de obra y explotación, variantes, caminos de acceso, expropiaciones, y yacimientos de material (canteras, graveras, etc.)

Cortina Tipo Gravedad

1.3 Estudios topográficos

Es indudable la importancia de los estudios topográficos como apoyo en todas las etapas de un proyecto desde los estudios, diseño y construcción, hasta la operación en el caso de esta presa, fueron muy numerosos los estudios que se hicieron desde tempranas etapas del proyecto. A continuación se describen los más notables de ellos.

En 1967, La Comisión Federal de Electricidad realizó un levantamiento aerofotogramétrico de la boquilla a escala 1:1000, con curvas de nivel equidistantes a 1 m, que incluye el levantamiento topográfico de los sitios 1 y 2, referidos a dos ejes preliminares. Posteriormente se realizó un estudio fotogramétrico del vaso, de donde se obtuvo el plano topográfico a escala 1:20000, con curvas de nivel equidistantes a 20 m, a partir del cual la Secretaría determinó la curva de elevaciones- capacidades del vaso y que fue utilizada primeramente en los estudios iniciales de la opciones. La cuadrícula de coordenadas tiene origen arbitrario y las cotas están referidas al banco de nivel PV5 con elevación 160.67 m.s.n.m. Situado en la estación de aforo Secretaría a 10 km aguas arriba del puente de ferrocarril Aguacaliente sobre el río Verde.

Posteriormente, en 1974 la Secretaría a través de la Dirección General de Estudios, realizó un levantamiento topográfico terrestre de la boquilla a escala 1:1000 con equidistancia de curvas de nivel de 1 m. Esta información quedó plasmada en tres planos BEN-F-40 a 42 "Boquilla tipo", fechados en Culiacán, Sin. En junio de 1974. La misma Dirección General de Estudios realizó el levantamiento topográfico por métodos aerofotogramétricos del vaso a escala 1:10000 con 5 m de equidistancia entre curvas de nivel, del cual se obtuvo la curva

elevaciones-capacidades del vaso, que se tomo como definitiva y que se utilizó para los estudios de funcionamiento y de tránsito de avenidas.

En el plano de la boquilla de la Dirección General de Estudios, la Secretaria marcó dos ejes para la presa que fueron denominados eje 1 eje 2. El eje 2 corresponde al utilizado por la Secretaria en 1953 y por la Comisión de Generación en 1962, para realizar exploraciones geológicas.

El eje 1 se localizó aproximadamente 120 m hacia aguas arriba del eje 2 por Secretaria para realizar sobre él los estudios de propuestas para la presa, y quedo definido por las coordenadas siguientes: $X=21437.81$, $Y=36973.74$ y $X=21213.48$, $Y=37421.71$, que corresponden respectivamente a los monumentos marcados con las estaciones 0+000 y 0+501 del cadenamamiento de dicho eje.

El proyecto que se construyó se baso en los levantamientos de la boquilla efectuados por PyPSA y en lo relativo al vaso de la presa en el levantamiento ESC. 1:100000 efectuado por la anterior Secretaria en 1974.

1.4 Bancos de nivel

Para el levantamiento de 1974 se tomaron como base los monumentos de la Secretaria como origen de coordenadas y cotas (planos TT-600-VHR 2104-C-1745 a 1760. 16 hojas); estos datos sirvieron como base para desarrollar el proyecto. La siguiente tabla muestra las coordenadas de los monumentos base, tomados del plano 2104-C-1745 aerofotogrametría (1974)

Monumento	X	Y	Z
0+080	21401.99	37045.27	296.764
0+501	21213.48	37421.71	240.007

Coordenadas de monumentos en metros

1.5 Topografía de detalle

A principios de 1992 se hicieron los levantamientos de topografía de detalle por parte de la empresa Grupo Profesional de Planeación y Proyectos, S.A., encargada de la supervisión con la finalidad de controlar la construcción de acuerdo a la geometría del proyecto y brindar apoyo para desarrollar las modificaciones y complementos al diseño.

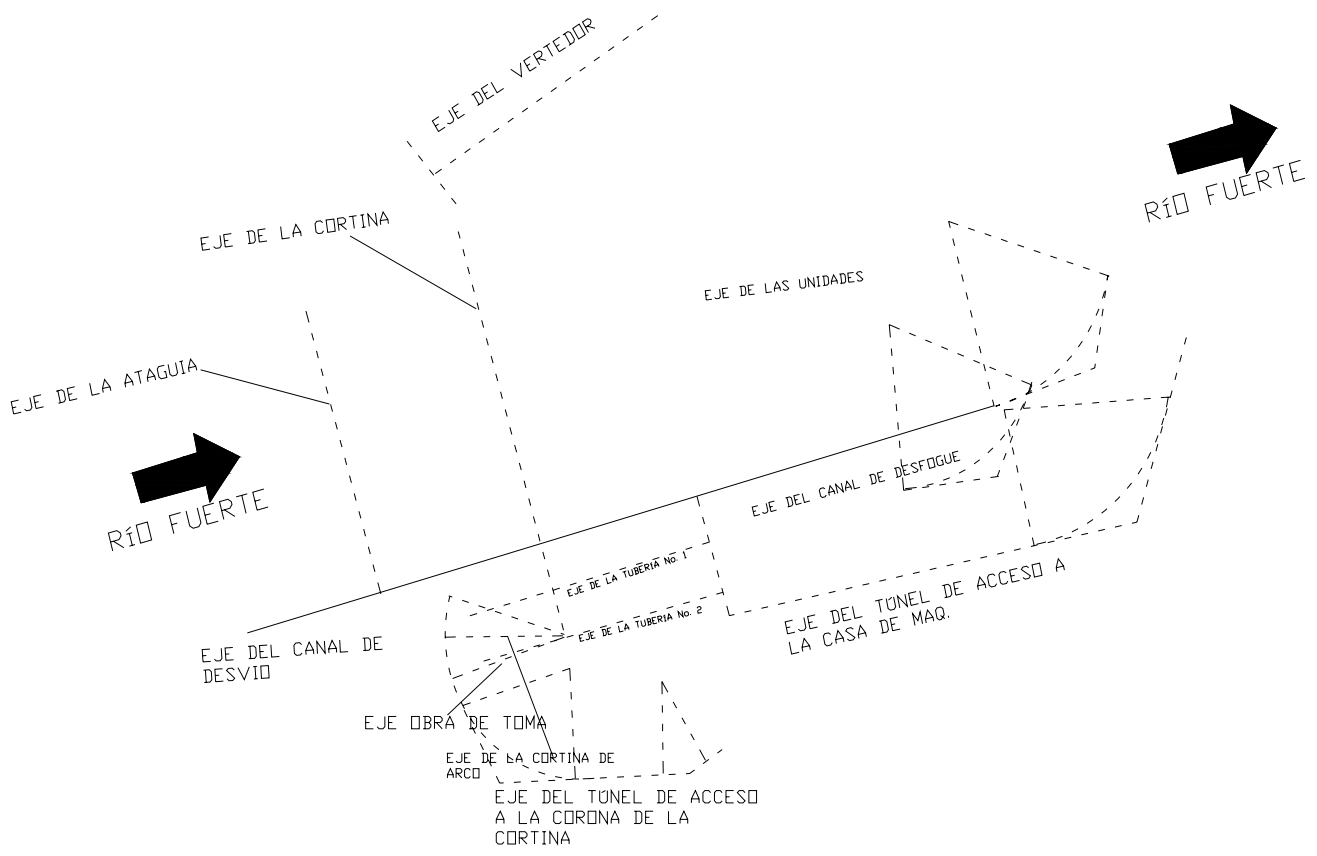
Con estos datos se dio seguimiento a la evolución del proyecto y se apoyaron los números generadores, avances de obra y finiquitos de los contratos de construcción.

Mención aparte merece la red geodésica de la presa integrada para registrar los desplazamientos de las estructuras durante la construcción, prueba y puesta en servicio de la obra, mediante referencias permanentes.

La siguiente figura muestra la topografía de la boquilla y los principales vértices de apoyo.

Clasificación	Descripción	Fecha	Originador
C-4000-PL003	Presa de ejemplo-plano general y de localización	Enero 1993	Comisión
NPH-2301-A	Presa de ejemplo-plano cortina de gravedad, planta	Mayo 1993	CIEPS
NPH-2201	Obra de desvío-plano general	Julio 1992	CIEPS
704.5-100-A	Obra de excedencias, obra de toma, cortina de gravedad y arco	Enero 1994	Lombardi
U-4500-PL007	Planos generales- plano de ejes	Junio 1994	ULTRA

Las diferentes estructuras de la presa quedaron definidas por los ejes mostrados en la siguiente figura, los que se obtuvieron del plano C4000 PL003 formado por la Dirección del Proyecto en 1993. Del cual se derivaron los demás planos.



CAPITULO 2. GEOLOGIA

2.1 Estudios geológicos

Es imprescindible realizar un estudio geológico serio y detenido de la cerrada y del vaso, con vistas a conocer la estabilidad y permeabilidad de los terrenos; y no solo de los afectados de una manera directa por las obras, sino en un cierto entorno, pues la presa y el embalse pueden quedar influidos por lo que ocurra en una zona circundante más o menos extensa, según los casos.

De este estudio deben deducirse consecuencias *concretas y prácticas* en cuanto a la estabilidad, resistencia e impermeabilidad esperadas. Los diletantismos científicos están de más si no llegan a dar respuestas a estas cuestiones, en la medida de lo posible. se hace esta advertencia porque algunos informes padecen de una mentalidad teórica y no son útiles para el fin que de ellos se pretende, que es guiar al ingeniero (en un campo que le excede por lo especializado, pero que no le es ajeno) para que pueda juzgar, con sus conocimientos técnicos, sobre la viabilidad de la cortina y las precauciones que requiere. A estos efectos es muy útil que el geólogo haya colaborado ya en otros proyectos de ingeniería, o que sea también ingeniero.

Otro objetivo del estudio geológico –así como del geofísico complementario– es la investigación sobre yacimientos o canteras para materiales de la cortina; áridos para el hormigón, piedra para escollera, arcillas para núcleos, etc.

Para los estudios geológicos previos son muy útiles los planos aéreos fotogramétricos, que se presentan en forma de pares, para verlos con sensación de relieve estereográfico con un aparato visualizador. Estos pares están disponibles para toda la superficie del territorio nacional a escala 1/12.500. Gracias a la visión estéreo puede lograrse un conocimiento bastante detallado del terreno, estructuras geológicas, incluso tipos de rocas, que luego se complementara con el estudio directo terrestre. En algunos casos que por su importancia lo merecen, se llega a hacer un vuelo especial para obtener detalles a una escala superior, y lograr una mayor precisión del estudio, a un nivel más próximo al definitivo.

Estos vuelos, además, pueden tener otra utilidad para precisar detalles del embalse con vistas a expropiaciones (poblados y cultivos), sustitución de vías de comunicación, etc., así como yacimientos de materiales, canteras y otros datos.

2.2 Términos geológicos

Las rocas por su origen se dividen en tres tipos: ígneas, sedimentarias y metamórficas.

Rocas ígneas; se forman por el material que proviene del interior de la tierra en estado incandescente o ígneo. Estas rocas pueden ser intrusivas o extrusivas, las rocas ígneas se clasifican de acuerdo con dos características: composición química o mineralogía y textura.

2.2.1 Rocas sedimentarias

Las rocas sedimentarias son el resultado de un largo proceso fisicoquímico y abundan sobre la superficie terrestre. Como su nombre lo indica, están compuestas por sedimentos que proceden de la desintegración, por intemperismo y erosión de antiguas rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas.

Se dividen en dos clases por sus sedimentos formativos en: rocas sedimentarias por precipitación y rocas sedimentarias fragmentarias o clásticas.

Existen nueve tipos de rocas sedimentarias

Conglomerado

Brechas

Calizas

Areniscas

Lutitas

Yeso

Sal de roca

Carbón

Petróleo

2.2.2 Rocas metamórficas

Como su nombre lo indica, son rocas ígneas y sedimentarias que sufren un cambio o transformación ocasionado por las fuertes presiones y altas temperaturas; el metamorfismo

se caracteriza por el desarrollo de textura y/o minerales nuevos. El metamorfismo puede ser de dos clases: por contacto y regional.

Existen seis tipos de rocas metamórficas

Gneis
Esquistos
Pizarra
Mármol
Cuarcita
Asbesto

2.2.3 Rocas intrusitas

Grado de cristalinidad

Holocrystalina (compuesta sólo por cristales)
Hipocrystalina (compuesta por cristales y vidrio)
Holohialina o vitrea (compuesta sólo por vidrio)

Según tamaño relativo del grano

Equigranular (todos los cristales son del mismo tamaño)
Inequigranular (No todos los cristales tienen el mismo tamaño)

Tamaño absoluto del grano

Fanerítica (los cristales se pueden observar a ojo)
Porfírica (Algunos cristales poseen un tamaño apreciable al ojo (fenocristales), estos se encuentran inmersos en una matriz de cristales de menor tamaño o de vidrio)

Según la forma de los cristales

Alotromorfa (la mayoría de los cristales son anhedrales)
Hipidiomórfica (la mayoría de los cristales son subhedrales)
Panidiomórfica (la mayoría de los cristales son euhedrales)

Mineralogía

Índice de color: porcentaje de minerales máficos

Leucocrática: 0-35%
Mesocrática: 35-65%
Melanocrática: 65-90%
Ultramáfica: 90-100%

Para cada familia de minerales

Porcentaje con respecto al total de máficos (o félsicos)
Tamaño y rango promedio en mm
Forma: euhedral, subhedral y anhedral
Hábito
Alteración

2.2.4 Rocas extrusivas

Las rocas ígneas extrusivas, o volcánicas, se forman cuando el magma fluye hacia la superficie de la Tierra y hace erupción o fluye sobre la superficie de la Tierra en forma de lava; y luego se enfría y forma las rocas. La lava que hace erupción hacia la superficie de la Tierra puede provenir de diferentes niveles del manto superior de la Tierra, entre 50 y 150 kilómetros por debajo de la superficie de la Tierra.

Cuando la lava hace erupción sobre la superficie de la Tierra, se enfría rápidamente. Si la lava se enfría en menos de un día o dos, los elementos que unen a los minerales no disponen de mucho tiempo. En su lugar, los elementos son congelados dentro del cristal volcánico. Con frecuencia, la lava se enfría después de un par de días o semanas, y los minerales disponen de suficiente tiempo para formarse, pero no de tiempo para crecer y convertirse en grandes pedazos de cristal.

Las rocas basalto son el tipo más común de rocas ígneas extrusivas y el tipo de roca más común sobre la superficie de la Tierra.

2.2.5 Diaclasas

La diaclasa o diaclasas son un desgarro de las rocas que, generalmente no implica su desplazamiento.

2.3 Clasificación de las rocas volcánicas

Las lavas se clasifican de acuerdo con su contenido de sílice; las lavas más pastosas son las ácidas como las riolitas, y las más fluidas las basálticas.

2.3.1 Riolitas

Este término fue propuesto por Von Richthofen, en 1861. Son las rocas efusivas equivalentes a los granitos. A veces revelan un aspecto fluidal, de donde toman su nombre. Los cristales de cuarzo se presentan alargados y alineados sobre una matriz fundamental, principalmente de ortoclasa, en la dirección de la corriente.

Las riolitas son típicamente porfíricas, con fenocristales de cuarzo, ortoclasa y plagioclasa sódica en una pasta de grano fino. A veces se presentan micas o minerales ferromagnesianos. Es una roca dura y resistente que puede encontrarse en grandes masas alternando con tobas; sus colores son muy variados y predomina el blanco, el amarillo claro, el pardo y el rojo. La modificación vítrea extrema de la riolita es un vidrio puro de color negro conocido como obsidiana. Una variedad de obsidiana hidratada es la perlita que se presenta en nudos redondeados de color gris claro y brillo nacarado, de donde toma su nombre.

Las riolitas son muy abundantes principalmente en la porción central de la República Mexicana, sobre todo en San Luis Potosí, Guanajuato, Querétaro y Zacatecas, así como en la carretera Durango-Mazatlán, y en el trayecto del ferrocarril Chihuahua-Sinaloa.

2.3.2 Andesitas

Toman su nombre de la lava de la gran cordillera de los Andes (L. Van Buch, 1835). Constituyen las rocas efusivas equivalentes a las dioritas. Después del basalto la andesita es el tipo más abundante de roca volcánica; en su composición predominan las plagioclasas sódicas o subcálcicas. Los feldespatos alcalinos pueden presentarse en pequeñas cantidades, y el cuarzo, aunque no siempre es visible, si esta presente en la parte vítrea de la pasta. Los minerales ferromagnesianos pueden ser la hornblenda, la biotita o la augita. Son rocas afaníticas, generalmente porfídicas, que se parecen a las dacitas, pero que carecen de cuarzo. Presentan aspecto masivo y son fácilmente alterables por el intemperismo. Su color varía del blanco al negro, aunque la mayoría son gris oscuro o gris verdoso.

En nuestro país son muy abundantes en casi todos los lugares donde existen rocas ígneas extrusivas, a excepción de la Sierra Madre Occidental; aparecen en los alrededores de la depresión de México (Sierra Nevada, Ajusco, S. de las Cruces y Sierra de Guadalupe).

2.3.3 Basalto

El término, se deriva de una palabra etíope que significa “piedra negra que lleva hierro”. Son rocas lávicas máficas de textura porfídica, aunque algunas encierran fenocristales de plagioclasa y olivino. Son las rocas efusivas más extendidas y, por lo general, son de color oscuro o negro, cuando están frescas, y de color rojo cuando aparecen alteradas. Tienen una densidad de 3.1 y se presentan en formas de grandes corrientes de aspecto lávico típico. Pueden presentar grano muy fino y tener aspecto de roca maciza muy resistente y dura. Son ampliamente usadas para la construcción y la elaboración de concretos.

Pueden presentarse en estructuras masivas, o bien, en lajas. En ocasiones es de aspecto vesicular, sobre todo en las coladas que aparecen cerca de la superficie y vinieron acompañadas de gran cantidad de gases.

A veces los basaltos se presentan en columnas prismáticas hexagonales, casi siempre verticales, que llegan a tener hasta 30 m. de espesor, como en Santa María Regla, Hgo. Hay un ejemplo muy interesante de columnas abanicadas al NE de Cardonal, Hgo. En nuestro país, casi todos los volcanes están asociados con rocas basálticas; destacan el famoso Sistema Volcánico Transversal, la Sierra de San Andrés Tuxtla, Ver. Parte de la Sierra Madre Occidental y gran parte de Baja California.

El tezontle es de origen basáltico. Se trata de una roca porosa, aunque no permeable; también se considera como un basalto vesicular de color rojo a negro.

2.3.4 Grupo de feldspatos

Los feldspatos, silicatos alumínicos, son un grupo de minerales que constituyen casi la mitad de la corteza terrestre; se dividen en dos clases principales.

Feldespato de potasio o potásico-sódico que, por lo general se llama ortoclasa, aunque con frecuencia se le nombre microclina, color rosado o gris; lustre perlino o vítreo.

feldespato calcosódico, conocido como plagioclasa, se ha subdividido arbitrariamente en seis subespecies; de las cuales solamente la labradorita oscura (con juego de colores, por lo común) y la albita (en la variedad laminada que se llama cleavelandita) tiene una apariencia característica. La plagioclasa generalmente se reconoce por sus finas estriaciones (líneas paralelas) sobre una superficie de crucero debida al maclado. Los diferentes miembros de la serie plagioclasa son mezclas isomorfas de estos dos “miembros extremos”, color blanco o gris oscuro; lustre perlino a vítreo. Uno de los productos de alteración de los feldspatos es el caolín (arcilla) que es la materia prima para la industria de la cerámica y los materiales refractarios.

2.3.5 Anfibolita

Este nombre fue usado por Lacroix, en 1894, y después por Troger, en 1935. la variedad principal de esta roca es la hornblendita, formada por hornblenda. Se alteran fácilmente en serpentina, y da origen a la serpentinitas. Económicamente son importantes porque de ellas se obtienen níquel, cobalto, platino, asbesto, cromo, etc.

2.3.6 Hornblenda

Es el mineral más común de las anfíbolas de color oscuro e importante constituyente de algunas rocas ígneas. Composición: silicatos hidratados compuestos de calcio, magnesio, hierro y aluminio; color verde al negro; lustre vítreo.

2.3.7 Esquistos

El nombre proviene del griego; *squistos*: dividido. Son rocas típicas de metamorfismo regional o general que se ha manifestado con intensidad moderada y se es clasifica dentro de la mesozona. La esquistosidad adquiere su máximo desarrollo en estas rocas. Los filosilicatos aparecen visibles a simple vista y la superficie de foliación es brillante. Mineralógicamente se componen de cuarzo granular, oligoclasa y capitas o bandas de micas (biotita y moscovita). En las fases de metamorfismo mas intenso aparecen granates, estaurolita o cianita, junto a los minerales antes mencionados. La densidad de los esquistos varía según su composición.

Los esquistos son las rocas metamórficas que más abundan en la Republica Mexicana. Su edad varía desde el precámbrico hasta el cretácico.

2.3.8 Hematita

La hematita se encuentra en los tres tipos de rocas: ígneas, metamórficas y sedimentarias, pertenece al grupo de los óxidos, es un mineral raro en las rocas intrusivas, pero es común en las extrusivas, ya que requiere de un ambiente oxidante. También es común en sedimentarias por diagénesis de limonita; en metamórfica de bajo grado y como producto de sublimación en las exhalaciones volcánicas. De color gris acero, oscuro o negro; cuando es terroso su color es rojo. Es el principal mineral del hierro.

2.3.9 Pliegues

Llamamos pliegue a una flexión de las rocas de la corteza terrestre debido a las fuerzas de compresión de un movimiento orogénico. Consisten en ondulaciones de materiales blandos, es decir que presentan suficiente flexibilidad y plasticidad como para ceder ante una presión. En un pliegue podemos distinguir: anticlinal, sinclinal, flanco, buzamiento, eje, charnela, plano axial, longitud de onda y altura.

El anticlinal es la parte convexa del pliegue, mientras que el sinclinal es la parte cóncava.

Llamamos flanco de un pliegue a uno de los estratos inclinados que se encuentran a cada uno de los lados del eje. La inclinación de los estratos se llama buzamiento.

Llamamos eje de un pliegue a la línea central a partir del cual los flancos buzan en direcciones opuestas. Se considera que el eje pasa por la base del pliegue. Es paralelo a la charnela.

Llamamos charnela a línea de flexión brusca de un pliegue, los estratos buzan en sentido contrario a ambos lados de la charnela. Es paralelo al eje y se encuentra en el punto de inflexión externo del pliegue. Distinguimos entre charnela anticlinal (la que se encuentra en un anticlinal) y charnela sinclinal (la que se encuentra en un sinclinal). En un sistema de pliegues se alternan los anticlinales y los sinclinales, y por lo tanto la charnela sinclinal y la anticlinal.

Llamamos plano axial al plano en el que se encuentran el eje del pliegue y la charnela.

Llamamos longitud de onda a la distancia entre dos charnelas anticlinales o sinclinales consecutivas. También podemos considerar la distancia entre una charnela sinclinal y otra anticlinal.

Llamamos altura del pliegue a la altura entre el eje del pliegue y la charnela anticlinal, o a su equivalente paralelo en un sinclinal.

2.3.10 Fallas

Llamamos falla a una ruptura de un estrato rocoso debido a un esfuerzo en la que se puede observar un desplazamiento. Si no hay desplazamiento decimos que hay una diaclasa, y si no atraviesa la roca decimos que es una fisura. Si el desplazamiento no consigue romper los estratos pero hay una acentuación significativa y brusca del buzamiento de los estratos, estirados y adelgazados, se llama flexión. La falla puede formarse por compresión, al sobre pasar el esfuerzo el límite de elasticidad de los materiales, o por distensión, al relajar el esfuerzo aparece la fractura al no recuperarse el estado anterior. En una falla distinguimos: plano de falla, labio de falla o bloque, línea de falla, salto o escarpe, sentido de falla.

Llamamos plano de falla a la superficie de ruptura por el que se desplazan los estratos. Si el plano de falla está pulido y estriado decimos que es un espejo de falla. En este caso se pueden dar fenómenos de metamorfismo dinámico.

Llamamos labio de falla, o bloque, a los fragmentos separados por el plano de falla. Distinguimos entre bloque elevado, el que asciende, y bloque hundido, el que desciende.

Llamamos línea de falla a la línea de contacto entre el labio inferior y el plano de falla.

Llamamos salto de falla, o escarpe, a la altura total del desplazamiento medido de manera vertical. Si el desgarró se produce de manera horizontal, en el mismo plano (sin salto de falla) decimos que se trata de un desgarró.

Llamamos sentido de la falla a la dirección en el que se han desplazado los bloques. Hay dos sentidos el de compresión que forma fallas inversas y el de distensión que forma fallas normales. Cuando el sentido de la falla se corresponde con el del buzamiento de la roca decimos que la falla es conforme, si no se corresponde decimos que es una falla contraria. Tendremos, pues fallas normales, conformes y contrarias, y fallas inversas, conformes y contrarias. También son podemos encontrar con fallas verticales, cuando el plano de falla forma un ángulo recto con el bloque hundido.

2.3.11 Tobáceas

Las tobas se clasifican en:

Vítreas. En estas los constituyentes más abundantes son los fragmentos de vidrio; pertenecen a aquel gran parte de las arenas y cenizas volcánicas, si no están alteradas y descompuestas. La mayoría de las tobas vítreas son de composición riolítica, pero también las hay dacíticas, andesíticas y basálticas. Las tobas soldadas, o ignimbritas, son aquellas lanzadas al aire originalmente de aspecto vítreo y cuyas partículas se han unido por fusión en corrientes, a veces como nubes ardientes. Son muy comunes las ignimbritas riolíticas, especialmente en Sinaloa y gran parte de la Sierra Madre Occidental.

Cristalinas. Los cristales rara vez están enteros, por lo general se encuentran agrietados, rotos y corroídos, y son muy frecuentes los fragmentos angulosos de aquellos. En las tobas cristalinas riolíticas los cristales son de cuarzo sanidino, biotita, hornblenda y, eventualmente, augita.

Líticas. Cuando los fragmentos de roca constituyen la fracción más importante, la roca es una toba lítica, los fragmentos pueden comprender trozos de rocas eruptivas más antiguas de la chimenea, de los estratos u otras rocas atravesadas por la chimenea. La piedra pómez, escorias, obsidiana y diferentes rocas efusivas e hipabisales redepositadas son las más comunes.

2.4 Ejemplo

2.4.1 Estudios geológicos

Los primeros estudios geológicos del sitio, se iniciaron en 1958 por parte de la Comisión de Generación. Los informes de García Herrera y Díaz Cabral en 1962, así como de Ramírez Gutiérrez y García Herrera en 1963, constituyen el resultado concreto de los estudios efectuados en aquella época, en los que se definió la geología general del sitio y se iniciaron las exploraciones subterráneas en le área de la boquilla.

A partir de entonces hubo actividades esporádicas en el proyecto. En noviembre de 1979 se presentó el primer informe anual del trabajo de exploración, realizado por el personal de la entonces brigada móvil de perforación de Comisión de Generación.

En 1982 la Comisión de Generación realizó un estudio geológico-geotécnico en la zona de la boquilla enfocado a una cortina de materiales graduados; con este estudio se analizan los barrenos y socavones realizados hasta la fecha, se hace un análisis de las estructuras y litología en ambas márgenes, así como una recopilación de la información regional realizada por diversos autores cercana al área del estudio.

En 1986, la Comisión asignó mediante contrato un estudio geológico-geotécnico integral en el cual se estudio a detalle la zona del embalse y la boquilla, así como una exploración de los bancos de material disponibles cercano a la obra. En este estudio se detecta la disponibilidad de enrocamiento y agregados así como la escasez de materiales arcillosos.

En 1990, la Comisión conserva la idea de una cortina de materiales graduados, con las obras de excedencias y desvío subterráneas ubicadas en la margen izquierda, por lo que fue necesario estudiar con más detalle dicha margen y sobre todo la zona de convergencia de los túneles de desvío y túneles vertedores; se realizaron cinco barrenos dentro del socavón 13 y de la galería 13 Bis. Con los resultados del estudio se previeron problemas durante las excavaciones de los túneles de las obras auxiliares y se decidió cambiar substancialmente el proyecto. Se ubicó el desvío en la margen derecha y se mantuvo el vertedor de demasías en

la margen izquierda; además, se consideraron todas las obras en superficie, así como una cortina de concreto tipo gravedad.

2.4.2 Geología regional

2.4.2.1 Geomorfología

El área donde se construyó la cortina está conformada por dos sierras y un valle intermontano: la sierra de Orito al centro y oriente y la sierra de Rosario en su porción noroeste, así como el valle en la parte suroccidental en el que se asientan las poblaciones de Choix y Tasajeras.

La sierra del Rosario, al occidente del área en cuestión, se encuentra sensiblemente orientada NW-SE y presenta un relieve topográfico en estado de madurez constituido por hondonadas y paredones de superficies muy irregulares; hacia el sur presenta acantilados y picachos que se transforman paulatinamente en suaves pendientes que terminan en terrenos de lomerios separados por valles pequeños. El drenaje de esta región es de tipo dendrítico.

En una amplia franja orientada NE-SW e interrumpida en su sección central por el bloque que da lugar a la boquilla de la cortina; puede apreciarse una topografía de relieves poco pronunciados con drenaje de patrón paralelo, en ocasiones dendrítico, que corresponde a terrenos graníticos y amplias mesetas de basalto. Asimismo, la exigencia de aparatos volcánicos y testigos de erosión ha dado origen a drenajes de alcance muy local.

2.4.2.2 Tectónica regional

Las grandes estructuras que se observan en el extremo norte del estado de Sinaloa son fallas y fracturas de importantes dimensiones que se orientan burdamente paralelas a la línea de la costa, es decir NW-SE; estos alineamientos persisten a todo lo largo de la Sierra Madre Occidental la cual tiene la misma orientación.

Los primeros esfuerzos de tensión se manifestaron a fines del Cretácico o principios del Terciario, fenómeno que ha sido asociado con la extrusión de rocas volcánicas ácidas o intermedias. Es probable que las zonas de debilidad que sirvieron de conducto a este vulcanismo hayan sido las grandes fracturas de orientación NW-SE que ya existían durante esa época. En efecto Atwater (1970) y Deman (1975) coinciden en afirmar que “las manifestaciones volcánicas de tipo arco insular, calco-alcalino (Sonora-Sinaloa)” están relacionadas con los movimientos de hundimiento (subducción) de la Placa Farallón debajo de la Placa Americana, las cuales invariablemente son paralelas a los grandes fracturamientos de esta área. Es obvio que las fuentes de emisión han quedado selladas por las mismas rocas volcánicas.

El ciclo geotectónico en la porción norte del estado de Sinaloa se completa con una nueva época de plegamiento, ahora en dirección NNW-SSE acompañado por grandes sistemas de fallas, que en general tienen la misma orientación. Según Bonneau (1971), desde fines del terciario hasta hoy, la región sufre una tectónica de distensión que se relaciona con la formación del Golfo de California.

Por último, el vulcanismo riolítico reciente y el vulcanismo basáltico cuaternario asociado con fallas de orientación N-S señalan el final de la actividad tectónica en el noroeste de la República Mexicana, algunas fallas de rumbo casi perpendicular al sistema antes descrito, aunque poco numerosas, desempeñan un importante papel en el control del curso de los diversos ríos de la región, como es el caso del mismo río en cuestión, en la porción de su cabecera y en las partes altas de la Sierra Madre Occidental.

2.4.3 Ejemplo de Geología del vaso

El estudio del embalse de la presa comprendió ambos márgenes del río, del eje hacia aguas arriba, hasta unos dos kilómetros antes de su confluencia con el río Urique. También incluyó la porción inferior del río Chínipas, desde unos cinco kilómetros antes de su confluencia con el río Septentrión hasta su unión con el río, incluye además los cursos inferiores de tres de los afluentes del río Chínipas: el río Septentrión y los arroyos El Palmar y Las Juntas.

La región incluye varias unidades de roca las cuales se describen a continuación:

2.4.3.1 Estratigrafía

Esquistos y anfibolitas

Los afloramientos de estas rocas están muy restringidos; se localiza el mayor de ellos en una franja de 3 x 0.5 km comprendida entre las estaciones Los Pozos y Luis Covarrubias del ferrocarril Chihuahua al Pacífico.

Se trata de esquistos de color gris verdoso oscuro a verde grisáceo y crema, con esquistosidad bien desarrollada, presentan abundantes vetillas de cuarzo.

Las anfibolitas constituidas esencialmente por cristales de hornblenda y plagioclasas, están intercaladas con rocas con la misma mineralogía pero con otra textura que les imprime un aspecto más esquistoso, razón por lo que se les considero como esquistos de hornblenda-plagioclasa.

La unidad se encuentra como un colgante o flotado encima del granito y está afectada por apófisis de éste; sin embargo, no presenta huellas de metamorfismo regional de intensidad moderada de antiguas rocas ígneas intermedias o máficas, o bien de sedimentos margosos.

Se correlacionan con pizarras, filitas y esquistos del Paleozoico ubicados en las márgenes de la Presa Hidalgo.

Metaandesitas, y metatraquitas

Uno de los afloramientos aparece a un kilómetro aguas debajo de su confluencia con el arroyo de Balojaqui y de la ranchería de Las Lajas.

Es una roca de color gris verdoso a gris oscuro, de aspecto macizo y de textura variable entre aglomerática y porfídica. Los minerales observables son plagioclasas, tanto como fenocristales como en la matriz y trazas de máficos alterados a clorita o hematina; otros minerales de alteración son las arcillas. Esta roca fue clasificada como una metaandesita de piroxenos y obviamente fue afectada por el intrusito granítico del área.

Su espesor medido es de 1.20 m, su parte inferior esta invadida por el intrusivo granítico y por hallarse debajo de las calizas deben haberse formado cuando menos durante el Jurásico Temprano o tal vez en el Triásico.

Metacaliza

Esta unidad se observa en las partes más altas de las márgenes del río, como remanentes o colgantes en el granito se trata de calizas grises claras a oscuras que intemperizan en tonos pardos claros y ocres; su aspecto es masivo y moderadamente fracturado, con fracturas verticales que llegan a sobrepasar los 25 m. de longitud; han sufrido los efectos del metamorfismo de contacto provocado por la intrusión granítica y en su mayor parte están marmorizadas.

El rumbo de sus estratos plegados es N75°E con inclinaciones de 50° al NW. Su contacto inferior no esta expuesto y en varios lugares la caliza está cubierta en discordancia angular por una brecha volcánica gris de la Unidad Terciaria Inferior Volcánica, algunos autores consideran la edad de la calizas del Jurásico-Cretácico.

Metaareniscas y metaconglomerados verdes

La mejor exposición de estas rocas se encuentra en el área Brasiles, consisten en areniscas de grano fino a medio de color verde olivo, con horizontes de conglomerados polimícticos hacia su base. La unidad muestra una intensa propilitización con desarrollo de epidota, clorita y pirita diseminada, que le imparten su color característico. Su espesor se considera mayor de 70 m.

Sus relaciones estratigráficas son discordantes, tanto con las rocas de unidades inferiores como con las ignimbritas riolíticas que parcialmente la cubren. Por descansar sobre las calizas del Cretácico Inferior y por estar alterada y mineralizada por la acción del granito, su edad correspondería a la cima del Cretácico Inferior.

Corneana u hornfels

Son las rocas volcánicas, piroclásticas y sedimentarias detríticas que fueron transformadas a corneana u hornfels por la acción metamórfica del batolito granítico que predomina en el área. Son de color gris oscuro o verdoso, pardo y pardo rojizo, de aspecto brechoide, porfídico o afanítico, con fracturamiento variable. Su composición es también variable.

Estas rocas han sufrido una intensa propilitización con desarrollo de epidota, clorita y pirita diseminada, que le imparten su color característico.

Algunos autores a estas rocas las asignan al Cretácico Inferior por encontrarse debajo de una sección sedimentaria del Albiano-Cenomaniano.

Granito

Esta roca aflora en gran parte del vaso de la presa, en donde ocupa sobre todo las partes bajas. Se trata de una roca color verde y crema o rosa y crema, de estructura maciza, que presenta un buen grado de compacidad en sus partes más profundas, mientras que en superficie se desarrolla un fracturamiento en dos sentidos; es además, un tanto deleznable.

Su composición varía de granítica a granodiorítica y tonalítica. Su textura es holocristalina, equigranular media e hipidiomórfica, con facies porfídicas hacia sus bordes.

Por determinaciones radiométricas se le asigna a este granito una edad entre 55.8 y 58.6 millones de años, lo cual los coloca dentro del Paleoceno.

Areniscas y conglomerados rojos

Los afloramientos de estas rocas se encuentran en el área de la confluencia de los ríos Chínipas y Septentrión, sobre el río Chínipas y en el arroyo El Palmar; se trata de unos 200 m de espesor de areniscas son de color pardo rojizo que varía desde bien estratificadas hasta masivas, con rumbos sensiblemente NW e inclinaciones variables entre 20 y 40° al NE, con poco fracturamiento. Los conglomerados están compuestos de fragmentos de traquitas en una matriz arenosa, proveniente de la desintegración de este tipo de rocas; estas fueron clasificadas como conglomerados y areniscas (grauvacas líticas) rojas, debido a la oxidación por hematina. Estas rocas se hallan debajo de la secuencia ignimbrítica, por lo que son anteriores a ella; para algunos autores esta secuencia ha sido atribuida al Oligoceno Inferior.

Secuencia ignimbrítica

Esta secuencia de composición fundamentalmente riolítica conforma la mayor parte de la Sierra Madre Occidental, donde alcanza un espesor de miles de metros. Dentro del vaso ocupa la parte alta de los cerros y pueden reconocerse los cinco miembros que se identificaron en la boquilla.

Su fracturamiento casi vertical, aunado al callamiento en bloques, favorece la formación de cantiles que constituyen su expresión geomorfológica típica.

Para algunos autores, la edad de estas rocas asimilables a la Unidad Terciaria Superior Ácida, es de entre 34 y 21 millones de años (Oligoceno-Mioceno).

Conglomerados y areniscas abigarrados

Afloran en ambos márgenes del río Septentrión y en el área de Tubares; en esta última están intercaladas con cuerpos ignimbríticos. Se trata de areniscas (grauvacas líticas) y conglomerados poligmícticos abigarrados; predominan los tonos pardo rojizo, rosa, gris, verde y crema. Por los numerosos fragmentos de ignimbritas se les asigna una edad del Terciario Superior (Plioceno).

2.5 Geología estructural del vaso

El área presenta un control estructural con marcada orientación preferencial NW-SE, con ligeras variaciones N-S; lo anterior se verifica tanto para las fallas como para las fracturas y diaclasas, que producen una frecuente separación en forma de bloques de la roca. La inclinación de los planos de deslizamiento y fracturamiento varía entre los 60° y la vertical.

A nivel regional pueden identificarse tres estructuras mayores limitadas por grandes fallas normales de rumbo NW-SE; se trata de un graben, un horst y dos bloques de fallas escalonadas.

El graben concuerda fundamentalmente con una zona baja en la que abundan derrames basálticos cuaternarios. Hacia su parte meridional aflora el conglomerado granítico, sobre el que se asienta Choix, y la brecha rojiza. Es preciso señalar que la margen nororiental de esta estructura afectó al bloque que constituye la boquilla de la presa.

El horst dispuesto a continuación concuerda con los afloramientos más extensos de granito y presenta masas de rocas estables y moderadamente fracturadas.

Uno de los bloques de fallas escalonadas contiguo al horst tiene tres zonas de cierta inestabilidad debido al fracturamiento en bloques en el caso del granito, o a los planos de estratificación en el de los horizontes de areniscas y conglomerados rojos; una de estas tres zonas podría afectar directamente al embalse de la presa y se encuentra en el área del río Chínipas.

El otro bloque de fallas escalonadas constituye el área donde está asentada la población La Reforma y se caracteriza por una gran complejidad estructural que provocó afloramientos igualmente complejos de roca con contactos normalmente afallados. Aquí se encuentra también una zona de roca que muestra signos de inestabilidad dentro del embalse. En este caso se trata de las rocas metasedimentarias cuya composición arcillosa alternada con

arenoconglomerática presenta tendencia a desintegrarse en forma de pequeñas lajas que brindan planos de deslizamiento en presencia de agua.

2.6 Permeabilidad del vaso

Como se mencionó, el granito está expuesto en la mayor parte del vaso de la presa y sobre todo en las partes bajas; se presenta generalmente con estructura masiva en las partes más profundas con permeabilidad, en general baja, de acuerdo con los resultados de pruebas efectuadas en la cimentación de la presa. En forma adicional las fallas importantes localizadas en el embalse y cercanas a la presa buzan hacia aguas arriba; algunas de ellas fueron exploradas con barrenos y pruebas de permeabilidad (falla corneana-granito) y muestran baja permeabilidad, ya que se presentan rellenas de arcilla o intrusionadas por diques. Lo anterior garantiza la impermeabilidad de la Cortina.

2.7 Geología de la boquilla

2.7.1 Estratigrafía

La descripción de la secuencia estratigráfica de las rocas que afloran en la boquilla se hará de acuerdo con su orden cronoestratigráfico de depósito o emplazamiento. Las unidades son las siguientes:

Corneana

Se trata de una roca de estructura compacta y fracturada; su textura varía de brechoide a porfídica, piroclástica y arenosa, de tonos oscuros que oscilan entre gris, verde, gris verdoso, rojo pardusco y negro, según la localidad.

Al microscopio se pudieron distinguir cinco tipos de rocas dentro de este cuerpo: la corneana propiamente dicha, el pórfido riódacítico metamorfoseado, la metatoba arenosa, la metabrecha y la metaarenisca; todas estas rocas presentan un metamorfismo de contacto de baja intensidad.

Su textura varía de granoblásrica a porfidoblástica. Los minerales originales son el cuarzo y las plagioclasas sódicas, acompañados a veces por cantidades accesorias de feldespato alcalino y fragmentos de rocas (cuarcitas, dioritas y andesitas). Los minerales provenientes del metamorfismo son fundamentalmente epidota, clorita, actinolita, albita, estilpnomelana, cuarzo y sericita. También se observan zonas de alteración hidrotermal que se manifiestan por la presencia de turmalina, cuarzo, arcillas y propinita, así como calcopirita y bornita. Hay algunas zonas de hematina cuya presencia, en cambio, se atribuye a procesos superficiales de intemperismo.

Las alteraciones hidrotermales que presenta el cuerpo de corneanas están representadas por silicificación, propilitización y turmalinización.

La hematización es una alteración superficial que se caracteriza por impartir a la roca un color pardo rojizo y por lo general se concentra en la parte superior de la corneana.

Estructuralmente la corneana se ve afectada por varios sistemas de fracturamiento: el principal tiene rumbo NE-SE y posición vertical; hay otro sistema normal al primero, que también es importante. Las fracturas se caracterizan por ser cerradas, no soldadas y sin relleno.

En esta roca se excavó la entrada y parte del canal de desvío, la cimentación de la ataguía de aguas arriba y parte de los taludes del vertedor.

Granito y granodiorita

Ambas rocas representan cambios de fases del mismo evento intrusivo conocido en el noroeste del país como Batolito de Sonora-Sinaloa, pues sus contactos son transicionales. La roca más abundante es la granodiorita que se distingue fácilmente por sus colores gris verdoso y crema, a diferencia del granito que es rosa y gris. La estructura de estas rocas es compacta y maciza aunque superficialmente es un poco deleznable por intemperismo, que forma costras de exfoliación; también en superficie presenta numerosas fracturas cerradas de tamaño pequeño, por lo general no mayores de un metro. Su textura es holocristalina, fanerítica de grano medio, equigranular e hipidiomórfica, a veces con intercrecimientos gráficos y pertíticos; hacia su contacto con la corneana cambia a porfirítica en matriz microcristalina.

El granito se compone esencialmente de microclima pertítica, oligoclasa andesina y cuarzo y predomina la primera; como minerales accesorios se observan biotita, hornblenda, magnetita, pirita y apatita y es más abundante la biotita; como minerales secundarios pueden aparecer arcillas, clorita, epidota, calcita y hematina.

La granodiorita tiene los mismos minerales que el granito, salvo que en proporciones diferentes; las plagioclasas son más abundantes que el feldespato alcalino y la hornblenda predomina sobre la biotita. Ambas rocas están cruzadas por diques aplíticos, además de los doleríticos mencionados previamente. Las aplitas tienen unos cuantos centímetros de espesor, son de color gris claro a rosa, compactos y de textura fanerítica.

Mineralógicamente se componen de cuarzo, feldespato alcalino y plagioclasa sódica; en algunos casos están turmalinizados, silicificados u oxidados.

En las inmediaciones de la presa el intrusivo está distribuido ampliamente; constituye casi siempre las partes de más bajo relieve caracterizadas por lomeríos arredondados.

En esta roca se cimentó casi la totalidad de las estructuras de la presa: la mayor parte de canal de desvío, toda la cortina, el vertedor y la casa de máquinas.

Secuencia ignimbrítica

Esta secuencia cubre una zona de 0.9 km² y tiene un espesor de 250 m, excepto al norponiente de la cortina, en donde sufre un notable adelgazamiento hasta reducirse a 150 m. Descansa discordantemente y en contacto erosional sobre el granito o la corneana.

Generalmente se encuentra en la cima de las partes altas de los cerros y constituye cantiles, con taludes verticales. Su composición es esencialmente riolítica y presenta algunas variaciones texturales, por lo que se pudiera separar en numerosas unidades diferentes; sin embargo, por simplicidad se agruparon en cinco miembros, cuatro parcialmente consolidados (T₁, T₂, T₃ y T₅) y uno piroconsolidado (T₄).

Diques de dolerita o diabasa y basaltos

Estas rocas se emplazaron preferencialmente a rumbo de fallas y fracturas, provocando que se sellaran; por lo general, atraviesan toda la secuencia litológica. Megascópicamente son de color verde grisáceo, compactas, poco fracturadas, fácilmente intemperizables y erosionables, y constituyen cañadas en el relieve. Sin embargo, a profundidad se vuelven más duras.

Cuando está fresca la roca, sus minerales esenciales observables son plagioclasas cálcicas (labradorita y bitownita) y los accesorios, olivino, piroxenos y magnetita. Los secundarios están representados por clorita y calcita que, cuando son abundantes, transforman a las doleritas en diabasas. Su textura es holocristalina, equigranular fina, hiediomórfica, a veces ofítica. La composición de las mesetas de basalto, que empiezan a aparecer 1 km aguas abajo del eje de la boquilla, es esencialmente la misma, por lo que se considera que estos diques son sus conductos alimentadores.

Depósitos de talud y aluvión

El talud que cubre la mayor parte del área se compone fundamentalmente de bloques grandes y numerosos de ignimbritas que llegan a alcanzar diámetros de hasta cinco metros. Se localiza sobre todo lo largo de los arroyos, encima del granito y la corneana.

Se llegan a observar también fragmentos de estas dos últimas rocas, pero son mucho más pequeños y escasos. Junto a los bloques se presentan conglomerados, areniscas y lutitas recientes, poco consolidados, que pueden alcanzar espesores de hasta 20 m. Algunas veces las gravas y arenas que se localizan en ambos márgenes del río Fuerte constituyen terrazas bien formadas.

El aluvión constituye llanuras de inundación en el río, formadas esencialmente por limos, arcillas y arenas. Las gravas aparecen preferentemente en el lecho del río de donde fueron extraídas para los agregados de los concretos de la presa.

2.8 Geología estructural de la boquilla.

La estructura geológica más importante es el contacto falla corneana-granito, la cual esta expuesta en ambas márgenes del río, atraviesa el cauce transversalmente con buzamiento hacia aguas arriba y se ha interpretado como una falla de gran desplazamiento debido a que en la margen derecha pone en contacto la secuencia ignimbrítica con el granito.

En la margen izquierda, en superficie se observo rellena de arcillas rojas, con rumbo N18°W e inclinada 38° al NE. En el crucero 1 del socavón 3, se le midió un rumbo de N25°W con una inclinación de 55°NE, y al igual que en la superficie se observo rellena con arcillas rojas; en el Socavón 17 se le observó con un rumbo de N10°W y 60° de inclinación con una zona cataclástica de 0.30 a 2.5 m de espesor y en el Socavón 9 se detectó su plano de falla cubierto por jaboncillo, con rumbo N10°W e inclinación de 85° al NE. Además, esta falla se exploró con cuatro sondeos; uno de ellos se encuentra en el río y presento una zona cataclástica de 33.54 m de espesor.

En la margen derecha, la traza de la falla se ubica en la cañada localizada aguas arriba de la estructura denominada domo granítico. En el subsuelo fue identificada en el crucero 2 del Socavón 4 y en el crucero 1 del Socavón 6, puntos en los cuales es observable con un rumbo N15°W e inclinación de 70° al NE.

El resto de las fallas importantes se menciona por cada margen y de aguas abajo hacia aguas arriba, como sigue:

a) Margen izquierda

En esta margen existe una falla normal que afecta toda la columna estratigráfica y está emplazada por un dique, tiene una orientación casi N-S y una inclinación mayor de 75°. Se le ha interpretado como importante, pues tiene un salto vertical de más de 100 m y una bifurcación con un salto similar.

Además, se observan en esta margen otras dos fallas inversas, intrusionadas por diques. La primera tiene un rumbo de N25°W con una inclinación de 75° al NE y un salto estimado de 20 m. la otra tiene un rumbo de N50°W con 48° de inclinación hacia el NE y un salto de 30 metros.

Estas cuatro fallas limitan cuatro bloque perfectamente definidos en la margen izquierda y, excepto la falla del contacto corneana-granito, todas las demás están intrusionadas por diques básicos, los cuales al erosionarse constituyen cañadas o bien dejan sus respaldos bien firmes.

b) Margen derecha

Se tiene también otra falla normal, como una bifurcación del contacto falla corneana-granito, con un comportamiento sensiblemente vertical y un desplazamiento de varias decenas de metros.

Otra falla en esta margen es una inversa, de poco deslizamiento, que también esta intrusada por un dique y tiene un rumbo N37°W con inclinación de 77° al SE. Además se observan otras fallas normales menores, con saltos poco significativos.

En la boquilla existe un fracturamiento que puede agruparse en tres sistemas principalmente; un sistema N-S, otro N25°W y otro N25°E. El primero representa el evento tectónico más reciente del área y afecta a toda la secuencia estratigráfica; sin embargo, es mas intenso en la corneana, que llega hasta una densidad de 10 fracturas/metro. Generalmente están rellenas por hematita o calcita. El segundo también afecta preferentemente a la corneana. Se considera importante porque son fracturas abiertas de 2 a 5 mm, sin relleno. En el granito se tiene una densidad menor. El último de los sistemas N25°E tiene muy poca importancia.

Anteriormente se había aceptado la presencia de una falla longitudinal al río en el área de la boquilla, sin una evidencia superficial directa se emplearon dos criterios básicamente: petrográfico (todos los núcleos obtenidos en los barrenos del río presentan una textura cataclástica a partir de los 40 m de profundidad) y geomorfológico (este tramo rectilíneo del río es contrastante con la trayectoria sinuosa de todo su curso y concordante en este alineamiento; se tienen también varios aparatos volcánicos basálticos en el área); sin embargo, con la limpieza del cauce para la cimentación de la cortina se comprobó que dicha estructura no existe.

2.9 Riesgos geológicos

Durante los diferentes estudios geológicos efectuados en la zona de la cortina, se investigo en ambas márgenes la existencia de zonas inestables que incorporan grandes volúmenes de roca o material no consolidado, que pueden provocar un derrumbe de grandes proporciones y dañar la cortina, sin encontrar ninguna evidencia de esta posibilidad; sin embargo, en los estudios geológicos complementarios del proyecto, se consideraron como zonas e riesgo a las zonas acantiladas del macizo rocoso que se encuentra en ambas márgenes arriba de la elevación 270 y las cuales rodean y limitan a las obras hidroeléctricas y de desvío (durante la construcción) en la margen derecha, y a la obra de excedencias en la margen izquierda. Estos cantiles semiverticales del macizo rocoso alcanzan las elevaciones 550 en la margen derecha, y 425 en la izquierda; estratigráficamente están formados por roca granítica en la base, roca corneana en la porción media y son coronados por la secuencia de rocas tobáceas.

Debido a la relajación sufrida por la erosión, especialmente en las tobas, las fracturas preexistentes se encuentran abiertas, y los sistemas predominantes de estas limitan bloques de diferentes dimensiones con posibilidad de desprenderse y caer hacia las zonas de

excavación durante la etapa de construcción, o hacia las estructuras definitivas de operación.

En ambas márgenes se realizó una zonificación de riesgos; se identificaron seis zonas (A, 1, 2, 3, 3' y 4) en las que se describe la condición de falla que podría esperarse y la obra que resultaría dañada:

La zona A se encuentra inmediatamente aguas arriba de la falla corneana-granito y aquí la roca corneana está al nivel del río, la cual fue excavada por el canal de acceso de la obra de desvío; esta roca está densamente fracturada y alterada y las fracturas limitan cuñas de roca potencialmente inestables, algunas de las cuales se deslizaron inmediatamente después de la excavación ya que le quitaron soporte a las torres o cantiles verticales de la roca tobácea que se apoya en la roca corneana.

Este cantil se encuentra en estado límite de equilibrio y se advirtió que de no reforzar adecuadamente su base, existía el riesgo de que ocurriera un nuevo deslizamiento de corneana y un colapso parcial del cantil tobáceo, que provocara la obstrucción del canal de desvío, cuando estuviera en operación.

También en la zona A se encontró una porción del domo granítico ubicado inmediatamente aguas debajo de la falla, y en este domo hay algunas “costras” de exfoliación que debieron revisarse cuidadosamente para verificar las condiciones de la junta y su continuidad.

La zona 1 agrupo básicamente costras de exfoliación del domo granítico; es la más relevante la denominada B-1 la cual es un bloque granítico de gran tamaño limitado en su respaldo por una junta aparentemente continua y en la base por un dique básico fracturado. Este bloque se encuentra arriba de la casa de máquinas; en la etapa de construcción se recomendó removerse o soportarse para asegurar su estabilidad.

La zona 2 presenta riesgos de desprendimiento de bloques tobáceos (B4 y B5) del cantil de roca ubicado entre las elevaciones 400 y 550, y posible deslizamiento en cuña de bloques de roca corneana y volteo de lajas de granito, o inestabilidad de la raíz granítica (B6) con un mecanismo de deslizamiento planar, la topografía de esta zona hace que cualquier desprendimiento de bloques, se dirija hacia la zona de casa de máquinas.

La zona 3 representa un riesgo menor de afectación, ya que bloques tobáceos o bloques de corneana y/o granito que se desprendan de las partes superiores, caerían en la parte terminal del canal de desfogue y solamente que el volumen del desprendimiento sea grande ocasionaría remanso u obstrucción del agua turbinada con la consiguiente pérdida temporal de generación de energía.

La zona 3' y su porción aguas abajo se encuentran totalmente en roca granítica y también muestran sitios donde se delimitan bloques con posibilidades de desprenderse provenientes de los cantiles, arriba de la elevación 350. El desprendimiento de bloques afectaría a la zona de salida del canal de desfogue, y al portal de entrada del túnel de acceso a casa de máquinas.

En la zona 2 actualmente se descarga el agua proveniente de la cuenca superior de la margen derecha de la cortina. Este caudal puede llegar a ser del orden de $10 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo que se recomendó durante la construcción canalizarlo para evitar la erosión y saturación de la roca en estos sitios. Cualquier solución de canalización y descarga de este caudal hacia otros sitios debería tratar de evitar la erosión de roca de apoyo en zonas inestables y la infiltración de aguas hacia taludes de roca u obras permanentes.

CAPITULO 3. MECÁNICA DE SUELOS

3.1 Constitución interna del globo terrestre

En un esquema simplista, el globo terrestre esta constituido, primeramente, por un núcleo formado predominantemente por compuestos de hierro y níquel, rodeado por un manto fluido (magma), envolviendo al manto anterior se encuentra la corteza terrestre, capa de densidad decreciente hacia la superficie, formada sobre todo por silicatos. Esta capa, de espesor medio 30-40km en las plataformas continentales, está constituida por grandes masas heterogéneas con depresiones ocupadas por mares y océanos. Toda esta corteza se encuentra aproximadamente en estado de balance isostático, flotando sobre la magma terrestre, más denso. La separación entre la parte fluida y la corteza que la envuelve suele considerarse abrupta, antes que gradual.

Suprayaciendo a la corteza terrestre, existe una pequeña capa, formada por la disgregación y descomposición de sus últimos niveles; esta pequeña pátina del Planeta, es el suelo.

3.2 Suelo

Es común la creencia de que el suelo es un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas, no sujetas a ninguna organización definida y propiedades que varían “vectorialmente”. En la dirección vertical generalmente sus propiedades cambian mucho más rápidamente que en la horizontal. El suelo tiene perfil, y este es un echo del que se hace abundante aplicación.

“Suelo” es un término que varía de acuerdo con los respectivos intereses, para el Agrónomo, por ejemplo, la palabra se aplica a la parte superficial de la corteza capaz de sustentar vida vegetal, siendo esta interpretación demasiado restringida para el Ingeniero. Para el Geólogo es todo material intemperizado en el lugar en que ahora se encuentra y con contenido de materia orgánica cerca de la superficie; esta definición peca de parcial en Ingeniería, al no tomar en cuenta los materiales transportados no intemperizados posteriormente a su transporte.

3.3 Granulometría

3.3.1 Granulometría en suelos

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo, tal criterio fue usado en Mecánica de Suelos desde un principio. Originalmente el suelo se dividía en únicamente en tres o cuatro fracciones debido a lo engorroso de los procedimientos disponibles de separación por tamaños, posteriormente con el advenimiento de la técnica del cibrado, fue posible efectuar el trazo de curvas granulométricas, contando con agrupaciones de las partículas del suelo en mayor número de tamaños diferentes. Actualmente se pueden ampliar notablemente las curvas en los tamaños finos, gracias a la aplicación de técnicas de análisis de suspensiones. Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según sus tamaños son los siguientes: Clasificación Internacional.

Basada en otra desarrollada en Suecia.

Tamaño en mm.				
2	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arena Gruesa	Arena Fina	Limo	Arcilla	Ultra-Arcilla (coloides)

Clasificación M.I.T

Fue propuesta por G. Gilboy y adoptada por el Massachusetts Institute of Technology.

Tamaño en mm.								
2	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002	0.0006	0.0002
Gruesa	Media	Fina	Gruesa	Media	Fina	Gruesa	Media	Fina (coloides)
ARENA			LIMO			ARCILLA		

La siguiente clasificación, utilizada a partir de 1936 en Alemania, está basada en una proposición original de Kopecky.

MATERIAL	CARACTERISTICA	TAMAÑO mm
Piedra		Mayor de 70 mm
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0.2 a 1
	Fina	0.1 a 0.2
Polvo	Grueso	0.05 a 0.1
	Fino	0.02 a 0.05
Limo	Grueso	0.006 a 0.02
	Fino	0.002 a 0.006
Arcilla	Gruesa	0.0006 a 0.002
	Fina	0.0002 a 0.0006
Ultra-Arcilla		0.00002 a 0.0002

Debajo de 0.00002 mm las partículas constituyen disoluciones verdaderas y ya no se depositan.

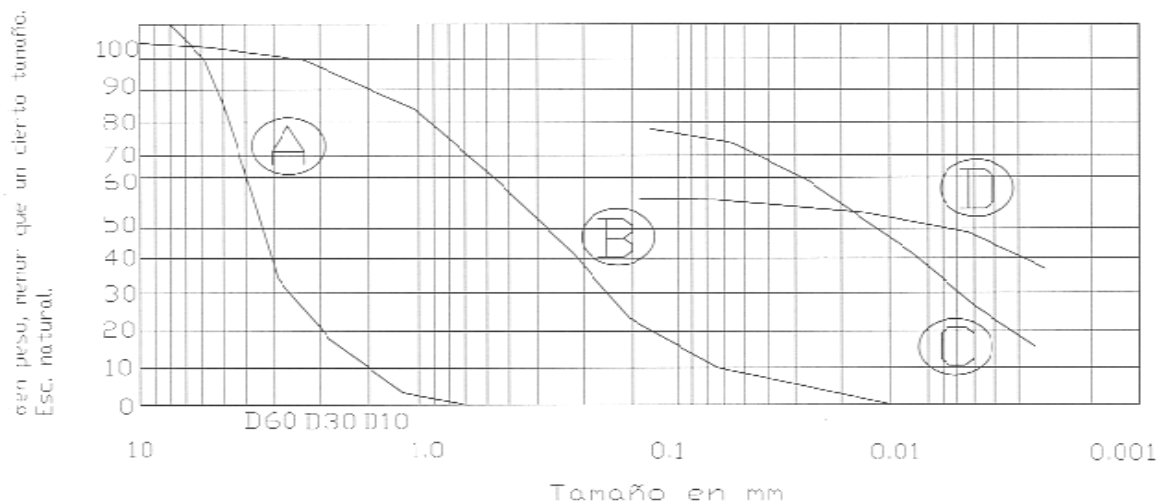
Con frecuencia se han usado otros tipos de clasificación destacando el método gráfico del Public Roads Administration de los Estados Unidos, pero su interés es hoy menor cada vez, por lo cual se considera que las clasificaciones señaladas son suficientes para dar idea del mecanismo utilizado en su elaboración.

Puede notarse que las clasificaciones anteriores y otras existentes se contradicen en ocasiones, y a un intervalo que se nombra de una manera en una clasificación, lo corresponde otra palabra en otro sistema. Pero sin duda, la objeción más importante que puede hacerse a estos sistemas es el uso que hacen de las palabras limo y arcilla para designar fracciones de suelo definidas exclusivamente por tamaños. Estos términos se han usado en Ingeniería como nombres para designar tipos de suelo con propiedades físicas definidas; la razón por la que estos nombres se introdujeron para ciertas fracciones de tamaños fue la idea errónea de que tales tamaños eran las causas de aquellas características típicas. Sin embargo, hoy se sabe que las características de una arcilla típica se deben en forma muy preponderante a las propiedades de su fracción más fina.

Un suelo formado por partículas de cuarzo del tamaño de las arcillas o un depósito natural de harina de roca de la misma graduación, tendría que clasificarse como 100% de arcilla, a pesar de que el conjunto no presenta ninguna de las propiedades que definen el comportamiento de ese material. Por otra parte, un suelo de comportamiento típicamente arcilloso, dentro de límites apropiados de humedad, posiblemente no contenga más de un 20% de arcilla, según el criterio granulométrico. En lo sucesivo, los términos limo y arcilla se emplearán únicamente para designar tipos de suelo, recurriendo a la mención específica de un tamaño de partículas cuando se requiera designar cierta fracción granulométrica.

3.4 Representación de la distribución granulométrica.

Siempre que se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la representación granulométrica debe estimarse preferible a la numérica en tablas.



- A) Arena muy uniforme, de ciudad Cuahutemoc, México.
- B) Suelo bien granulado, Puebla, México.
- C) Arcilla del valle de México.
- D) Arcilla del Valle de México.

La gráfica granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica) resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala.

La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea

vertical (pues el 100% de sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el que el suelo posea una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños, suelo bien granulado).

Como una medida simple de uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad

$$C_u = D_{60}/D_{10}$$

En donde:

D_{60} : tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D_{10} : Llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

En realidad la relación anterior es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes; aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u < 2$.

3.5 Distribuciones teóricas

Las observaciones de quienes se han dedicado al estudio de los sedimentos naturales llevan a la conclusión de que los tamaños de las partículas que constituyen tales sedimentos no se distribuyen según una ley única. Sin embargo, se ha comprobado también que dependiendo de las condiciones en las que se encuentren los sedimentos en el lecho de los ríos, se dan abundantes casos que presentan una tendencia bastante definida hacia cierto tipo de distribución; es decir, existen sedimentos que se ajustan más a una determinada distribución que a otra.

La concordancia entre una distribución real y una teórica difícilmente es perfecta, las discordancias se tienen casi siempre en los extremos o colas de la distribución; las fracciones de material muy fino o muy grueso son las que se alejan de la distribución. La mayoría de las veces estas colas representan sólo una pequeña fracción o porcentaje de material; en estos casos puede aceptarse totalmente la validez del modelo teórico, o bien se indica el intervalo en el que satisface el modelo.

3.6 Distribución circular

Los cursos de agua en zonas montañosas se caracterizan principalmente por el fuerte declive que presentan en el perfil longitudinal de su cauce, por la relativa estrechez de su sección transversal y por la abundancia de los materiales gruesos o fragmentos rocosos que yacen a lo largo de su lecho. En este tipo de cauces, la distribución de los tamaños de las partículas tiende a seguir una ley circular, ya que si se dibuja la curva granulométrica característica del cauce en papel aritmético, adoptando escalas tales que las distancias representativas del diámetro máximo y del cien por ciento sean iguales, el diagrama

resultante tiende a ser un cuarto de circunferencia de radio igual al diámetro máximo en la escala respectiva. Si ello ocurre, los tamaños de las partículas se distribuyen según la ley.

$$D_n = D_{\max} [1 - [1 - (n/100)^2]^{1/2}]$$

Siendo D_{\max} el diámetro máximo y n el porcentaje que pesa.

Sin embargo, la manera de ver clara y rápidamente si una curva granulométrica sigue una ley circular es dibujándola en el papel para distribución circular, ya que si en dicho papel los puntos de la curva granulométrica quedan exactamente alineados sobre una recta significa que los diámetros de las partículas se distribuyen conforme a una ley circular.

3.7 Distribución log-normal

Cuando los sedimentos en los cauces naturales están constituidos por gravas y arenas, como suele ocurrir en el lecho de los ríos en zona intermedia, se ha comprobado que los tamaños de sus partículas tienden a seguir una ley tipo log-normal de probabilidades. Para discernir rápidamente si la granulometría efectiva se ajusta o no a una distribución log-normal, se dibujan los puntos de dicha curva granulométrica en papel log-probabilidad, si los puntos quedan exactamente alineados sobre una recta, es evidencia de que los logaritmos de los diámetros se disponen según una distribución normal o gaussiana de probabilidades. Cuando esto acontece, se dice que la distribución granulométrica es del tipo log-normal y puede describirse mediante la ecuación

$$D_n = D_{50} (\sigma_g)^{Z_n}$$

Donde

Z_n variable aleatoria estándar. Es una variable que tiene distribución normal, con media igual a cero y desviación estándar igual a uno. Esta variable puede asumir cualquier valor en el intervalo $-\infty \leq Z_n \leq \infty$, según se satisfaga una probabilidad dada. El valor de Z_n para un porcentaje dado, se obtiene con ayuda de la siguiente.

σ_g desviación estándar geométrica. Es una medida de dispersión que indica que tan alejados están los datos respecto de un valor central. Se define como:

$$\sigma_g = D_{84} / D_{50}$$

además, si la granulometría es log-normal, se verifica que

$$\sigma_g = D_{84} / D_{50} = D_{50} / D_{16} = [D_{84} / D_{16}]^{1/2}$$

o sea que la desviación estándar geométrica es un parámetro adimensional. Obteniéndose que:

$$D_{50} = \sqrt{D_{84} D_{16}}$$

Por otro lado, como la distribución log-normal no es simétrica, la mediana (D_{50}) y la media (D_m) no son iguales, o sea $D_{50} \neq D_m$. La ecuación para determinar el diámetro medio es

$$D_m = D_{50} \exp [1/2 (\log_e \sigma_g)^2]$$

3.8 Plasticidad

3.8.1 Generalidades y definiciones

Existen suelos que al ser remoldeados, cambiando su contenido de agua si es necesario, adoptan una consistencia característica, que desde épocas antiguas se ha denominado Plástica. Estos suelos han sido llamados arcillas, originalmente, por los hombres dedicados a la cerámica; la palabra pasó a la Mecánica de Suelos, en épocas más recientes, con idéntico significado. La plasticidad es, en este sentido, una propiedad tan evidente que ha servido antaño para clasificar suelos en forma puramente descriptiva. Pronto se reconoció que existía una relación específica entre la plasticidad y las propiedades fisicoquímicas determinantes del comportamiento mecánico de las arcillas. En ese momento la plasticidad se convirtió en una propiedad ingenieril de interés científico estricto, dejando de ser una cualidad puramente descriptiva o de trabajabilidad en cerámica; las investigaciones posteriores han probado que la plasticidad de un suelo es debida a su contenido de partículas más finas de forma laminar. La forma laminar ejerce una influencia importante en la compresibilidad del suelo, mientras que el pequeño tamaño propio de esas partículas hace que la permeabilidad del conjunto sea muy baja; existe, así, una relación entre la plasticidad y éstas y otras propiedades físicas de importancia.

Por otra parte en épocas recientes, otras ramas de la ingeniería han desarrollado otra interpretación del concepto plasticidad, fundándose en las características esfuerzo-deformación de los materiales. Cuando un material se sujeta a esfuerzos de tensión uniaxial, por ejemplo, su comportamiento mecánico está descrito por su relación esfuerzos-deformaciones, una hipótesis referente a su compresibilidad y un criterio de fluencia. La forma de una curva esfuerzo-deformación depende, naturalmente, de las características del material con que se trabaje, pero la investigación ha permitido establecer algunos hechos comunes a muchos materiales. Por ejemplo, para esfuerzos lo suficientemente pequeños en cada caso, la relación esfuerzo-deformación es reversible (comportamiento elástico); para valores mayores del esfuerzo, sin embargo, la relación se hace irreversible, teniéndose un comportamiento llamado plástico.

3.8.2 Estados de consistencia. Límites de plasticidad

Para medir la plasticidad de las arcillas se ha desarrollado varios criterios, de los cuales, uno solo, el debido a Atterberg mencionaremos. Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla muy seca puede tener la consistencia de un ladrillo, con plasticidad nula, y esa misma con gran contenido de agua, puede presentar las propiedades de un lodo semilíquido o, inclusive, la de una suspensión líquida. Entre ambos extremos, existe un intervalo del contenido de agua en que la arcilla se comporta plásticamente. En segundo lugar, Atterberg hizo ver que la plasticidad de un suelo exige,

para ser expresada en forma conveniente, la utilización de dos parámetros en lugar de uno solo, como hasta su época se había creído; además, señaló esos parámetros y un modo tentativo, hoy perfeccionado de valuarlos.

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg.

Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.

Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.

Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.

Estado semisólido, en la que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.

Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras. El establecimiento de estas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg estableció las primeras convenciones para ello, bajo el nombre de general de límites de consistencia.

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg límite líquido, nombre que hoy se conserva. Atterberg lo definió en términos de una cierta técnica de laboratorio que consistía en colocar el suelo remoldeado en una cápsula, formando en el una ranura y en hacer cerrar la ranura golpeando secamente la cápsula contra una superficie dura; el suelo tenía el contenido de agua correspondiente al límite líquido, según Atterberg cuando los bordes inferiores de la ranura se tocaban, sin mezclarse, al cabo de un cierto número de golpes.

El procedimiento descrito resultó suficiente para Atterberg, que manejaba un laboratorio cuyo personal estaba entrenado por el mismo. Sin embargo, es de notar que muchos detalles de la prueba quedan sin especificar y la experiencia demuestra que esos detalles son de trascendencia en los resultados de la misma.

La frontera convencional entre los estados plástico y semisólido fue llamada por Atterberg límite plástico y definida también en términos de una manipulación de laboratorio.

Atterberg consideraba que la plasticidad del suelo quedaba determinada por el límite líquido y por la cantidad máxima de una cierta arena, que podía ser agregada al suelo, estando éste con el contenido de agua correspondiente al límite líquido, sin que perdiera por completo su plasticidad. Además encontró que la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad, llamada índice plástico, se relacionaba fácilmente con la cantidad de arena añadida, siendo de más fácil determinación, por lo que sugirió su uso, en lugar de la arena, como segundo parámetro para definir la plasticidad.

$$I_p = LL - LP$$

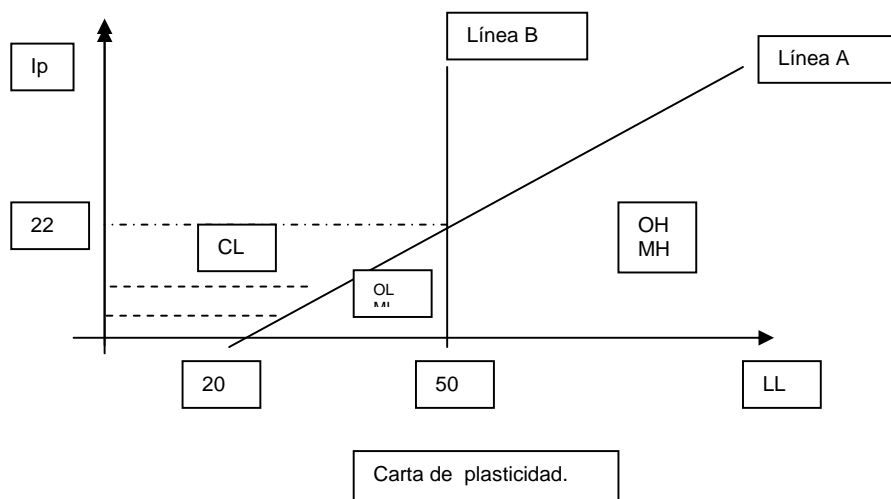
Además de los límites de plasticidad (líquido y plástico) ya señalados, Atterberg definió otros límites de consistencia:

El límite de adhesión, definido como el contenido de agua con el que la arcilla pierde sus propiedades de adherencia con una hoja metálica, por ejemplo, una espátula.

El límite de cohesión, definido como el contenido de agua con el que los grumos de arcilla ya no se adhieren entre sí.

El límite de contracción, frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólido, definido con el contenido de agua con el que el suelo ya no disminuye su volumen al seguirse secando.

De estos límites, solo el de contracción presenta un interés definido en algunas aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Este límite se manifiesta visualmente por un característico cambio de tono oscuro a más claro que el suelo presenta en su proximidad, al irse secando gradualmente.



3.9 Clasificación e identificación de suelos

3.9.1 Generalidades

Dada la complejidad y prácticamente la infinita variedad con que los suelos se presentan en la naturaleza, cualquier intento de sistematización científica, debe de ir precedido por otro de clasificación completa. Obviamente la Mecánica de Suelos desarrollo estos sistemas de clasificación desde un principio. Primeramente, dado el escaso conocimiento que sobre los suelos se tenía, fundándose en criterios puramente descriptivos; nacieron así varios sistemas, de los cuales, los basados en las características granulométricas, ganaron popularidad rápidamente.

Es evidente que un sistema de clasificación que pretenda cubrir hoy las necesidades correspondientes, debe estar basado en las propiedades mecánicas de los suelos, por ser estas lo fundamental para las aplicaciones ingenieriles. A la vez esta base debe ser preponderantemente cualitativa, puesto que un sistema que incluyese relaciones cuantitativas y de detalle respecto a las propiedades mecánicas resultaría, sin duda, excesivamente complicado y de engorrosa aplicación práctica; además un sistema útil de clasificación debe de servir para normar el criterio del técnico respecto al suelo de que se trate, previamente a un conocimiento más profundo y extenso de las propiedades del mismo; de echo una de las más importantes funciones de un sistema sería proporcionar la máxima información normativa, a partir de la cual el técnico sepa en que dirección profundizar su investigación.

Entre los diversos estudios tendientes a encontrar un sistema de clasificación que satisfaga los distintos campos de aplicación a Mecánica de Suelos, destacan los efectuados por el doctor A. Casagrande en la Universidad de Harvard, los cuales cristalizaron en el conocido Sistema de Clasificación de Aeropuertos, así originalmente llamado, debido a que estaba orientado a ese tipo de obras.

Este sistema reconoce que las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constituidos por partículas menores que la malla No. 200, pueden deducirse cualitativamente a partir de sus características de plasticidad. En cuanto a los suelos formados por partículas mayores que la malla mencionada, el criterio básico de clasificación es aún el granulométrico que, aunque no es el determinante para el comportamiento de una material, si puede usarse como base de clasificación en los materiales granulares.

3.9.2 Sistema unificado de clasificación de suelos

Este sistema esta basado en el de aeropuertos, hasta el grado de que puede decirse que es el mismo con ligeras modificaciones.

El sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas.

Suelos gruesos.

El símbolo de cada grupo esta formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo.

Gravas y suelos en que predominen éstas. Símbolo genérico G (garvel).

Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico S (sand).

Las gravas y las arenas se separan con la malla No. 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G, si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla No. 4, y es el grupo genérico S, en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.

Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.

Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.

Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

3.9.3 Identificación de suelos

El problema de la identificación de los suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema previo de clasificación. En el caso concreto de este trabajo, es colocarlo en alguno de los grupos mencionados dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; obviamente en el grupo que le corresponde según sus características. La clasificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúa; naturalmente, según ya se dijo, la experiencia juega un papel importante en la utilidad que se pueda sacar de la clasificación.

Identificación de campo de suelos gruesos

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiendo una muestra seca de suelo sobre una superficie plana puede juzgarse, en forma aproximada, de su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño $\frac{1}{2}$ cm como equivalente a la malla No. 4, y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla No. 200 son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista.

En lo referente a la graduación del material, se requiere bastante experiencia para diferenciar, en examen visual, los suelos bien graduados de los mal graduados. Esta experiencia se obtiene comparando graduaciones estimadas, con las obtenidas en laboratorio, en todos los casos en que se tenga oportunidad. Para examinar la fracción fina contenida en el suelo, deberán ejecutarse las pruebas de identificación de campo de suelos finos, sobre la parte que pase la malla No. 40; si no se dispone de esta malla, el cibrado puede sustituirse por una separación manual equivalente.

En ocasiones puede ser conveniente juzgar que la integridad de las partículas constituyentes de los suelos, en cuyo caso será preciso un examen especialmente cuidadoso. Las partículas procedentes de rocas ígneas sanas se identifican fácilmente; las partículas procedentes de rocas ígneas sanas se identifican fácilmente; las partículas intemperizadas se reconocen por las decoloraciones y la relativa facilidad con que se desintegran.

Identificación de campo de suelos finos

Una de las grandes ventajas del sistema unificado es, el criterio para identificar en el campo los suelos finos, contando con algo de experiencia. El mejor modo de adquirir esa experiencia sigue siendo el aprendizaje al lado de quien ya la posee; en falta de tal apoyo, es aconsejable el comparar sistemáticamente los resultados de la identificación de campo realizada, con los del laboratorio, en cada caso en que exista la oportunidad.

Las principales bases del criterio para identificar suelos finos en el campo son la investigación de las características de dilatancia, de tenacidad y de resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos.

El conjunto de pruebas citadas se efectúa con una muestra de suelo previamente cibrado por la malla No. 40°, en ausencia de ella, previamente sometido a un proceso manual equivalente.

Dilatancia

En esta prueba, una pastilla con el contenido de agua necesario para que el suelo adquiriera una consistencia suave, pero no pegajosa, se agita alternativamente en la palma de la mano, golpeándola secamente contra la otra mano, manteniéndola apretada entre los dedos. Un suelo fino, no plástico, adquiere con el anterior tratamiento, una apariencia de hígado, mostrando agua libre en su superficie, mientras se le agita, en tanto que al ser apretado en los dedos, el agua superficial desaparece y la muestra se endurece, hasta que, finalmente, empieza a desmoronarse como un material frágil, al aumentar la presión. Si el contenido de agua de la pastilla es el adecuado, un nuevo agitado hará que los fragmentos producto de desmoronamiento vuelvan a constituirse.

La velocidad con que la pastilla cambia su consistencia y con la que el agua aparece y desaparece define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos del suelo. Una reacción rápida es típica en arenas finas uniformes, no plásticas (SP y SM) y en algunos limos inorgánicos (ML), particularmente del tipo polvo de roca; también en tierras diatomáceas (MH). Al disminuir la uniformidad del suelo, la reacción se hace menos rápida. Contenidos ligeros de arcilla coloidal imparten algo de plasticidad al suelo, por lo que la reacción en estos materiales se vuelve más lenta; esto sucede en los limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos (ML, OL), en arcillas muy limosas (CL, ML) y en muchas arcillas del tipo caolín (ML, ML-CL, MH y MH-CH). Una reacción

extremadamente lenta o nula es típica de arcillas situadas sobre la línea A (CL, CH) y de arcillas orgánicas de alta plasticidad (OH).

El fenómeno de aparición de agua en la superficie de la muestra es debido a la compactación de los suelos limosos y, aún en mayor grado, de los arenosos, bajo la acción dinámica de los impactos contra la mano; esto reduce la relación de vacíos del material, expulsando al agua de ellos. El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos y el agua se restituye a esos vacíos. Los suelos arcillosos no sufren esos efectos bajo cargas dinámicas, por lo cual no producen reacción.

Tenacidad

La prueba se realiza sobre un espécimen de consistencia suave, similar a la masilla. Este espécimen se rola hasta formar un rollito de unos 3mm de diámetro aproximado, que se amasa y vuelve y vuelve a rolar varias veces. Se observa como aumenta la rigidez del rollito a medida que el suelo se acerca al límite plástico. Sobrepassando el límite plástico los fragmentos en que se parta el rollito se juntan de nuevo y amasan ligeramente entre los dedos, hasta el desmoronamiento final.

Cuanto más alta sea la posición del suelo respecto a la línea A (CL, CH), es más rígido y tenaz el rollito cerca del límite plástico y más rígida también se nota la muestra al romperse entre los dedos, abajo del límite plástico. En suelos ligeramente sobre la línea A, tales como arcillas glaciales (CL, CH) los rollitos son de media tenacidad cerca de su límite plástico y la muestra comienza pronto a desmoronarse en el amasado, al bajar su contenido de agua. Los suelos que caen bajo la línea A (ML, MH, OL y OH) producen rollitos poco tenaces cerca del límite plástico, casi sin excepción; en el caso de los suelos orgánicos y micáceos, que caigan muy debajo de la línea A, los rollitos se muestran muy débiles y esponjosos. También en todos los suelos bajo la línea A, excepto los OH próximos a ella, la masa producto de la manipulación entre los dedos posterior al rolado, se muestra suelta y se desmorona fácilmente, cuando el contenido de agua es menor que el correspondiente al límite plástico.

Cuando se trabaje en lugares en que la humedad ambiente sea casi constante, el tiempo que transcurra hasta que alcance el límite plástico, es una medida relativamente tosca del índice plástico del suelo. Por ejemplo, una arcilla CH con $LL = 70\%$ e $I_p = 50\%$ o una OH con $LL = 100\%$ e $I_p = 50\%$, precisan mucho más tiempo de manipulación para llegar al límite plástico que una arcilla glacial del tipo CL. En limos poco plásticos, del grupo ML, el límite plástico se alcanza muy rápidamente. Claro es que para que las observaciones anteriores tengan sentido, será preciso comenzar todas las pruebas con los suelos en la misma consistencia muy aproximadamente, de preferencia cerca del límite plástico.

Resistencia en estado seco

La resistencia de una muestra de suelo, previamente secado, al romperse bajo presiones ejercidas por los dedos, es un índice del carácter de su fracción coloidal.

Los limos ML o MH exentos de plasticidad no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco y sus muestras se desmoronan con muy poca presión digital; el polvo de roca y la tierra diatomácea son ejemplos típicos. Una resistencia en estado seco baja es representativa de todos los suelos de baja plasticidad, localizados bajo la línea A y aún de algunas arcillas inorgánicas muy limosas, ligeramente sobre la línea A (CL). Resistencias medias definen generalmente arcillas del grupo CL o, en ocasiones, otras de los grupos CH, MH (arcillas tipo caolín) u OH, que se localicen muy cerca de la línea A.

La mayoría de las arcillas CH tienen resistencias altas, así como las CL localizadas muy arriba de la línea A. Materiales OH con altos límites líquidos y resistencias muy altas son típicas de arcillas inorgánicas del grupo CH, localizadas en posiciones muy elevadas respecto a la línea A.

Color

En exploraciones de campo el color del suelo suele ser un dato útil para diferenciar los diferentes estratos y para identificar tipos de suelo, cuando se posea experiencia local. En general, existen también algunos criterios relativos al color; por ejemplo, el color negro y otros de tonos oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes son propios, más bien, de suelos inorgánicos.

Olor

Los suelos orgánicos (OH y OL) tienen por lo general un olor distintivo que puede usarse para identificación; el olor es particularmente intenso si el suelo está húmedo y disminuye con la exposición al aire, aumentando, por el contrario, con el calentamiento de la muestra húmeda.

3.10 Exploración y muestreo de suelos

3.10.1 Introducción

Todo lo anterior se desprende de la obvia necesidad de contar, tanto como en etapa de proyecto, como durante la ejecución de la obra de que se trate, con datos firmes, seguros y abundantes respecto al suelo con el que se está tratando. El conjunto de estos datos debe llevar al proyectista a adquirir una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas del suelo que hayan de ser consideradas para su análisis. En realidad es en el laboratorio de Mecánica de Suelos en donde el proyectista ha de obtener los datos definitivos para su trabajo; primero, al realizar las pruebas de clasificación, ubicara en forma correcta la naturaleza del problema que se le presenta y de esta ubicación podrá decidir, como segunda fase de un trabajo, las pruebas más adecuadas que requiere su

problema particular, para definir las características de deformación y resistencia a los esfuerzos en el suelo con que haya de laborar.

Pero para llegar en el laboratorio a unos resultados razonablemente dignos de crédito es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible; la obtención de las muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas.

Resultan así estrechamente ligadas las dos importantes actividades, el muestreo de los suelos y la realización de las pruebas necesarias de laboratorio. El muestreo debe estar regido ya anticipadamente por los requerimientos impuestos a las muestras obtenidas por el programa de pruebas de laboratorio y, a su vez, el programa de pruebas debe estar definido en términos de la naturaleza de los problemas que se suponga pueden resultar del suelo presente en cada obra.

3.10.2 Sondeos en suelo

Este método de exploración debe usarse en aquellos casos en que el reconocimiento del perfil estratigráfico necesario que se deberá estudiar, no pueda ser realizado mediante calicatas, ya sea porque se requiere reconocer el perfil en una profundidad importante, o bien por presencia de agua. En los estudios viales, este tipo de exploración se limita generalmente al estudio de fundaciones de estructuras principales y al estudio de estratos de compresibilidad importantes situados bajo el nivel de la napa.

Los suelos finos, exentos de gravas, pueden ser bien estudiados mediante sondeos. La información que puede obtenerse de sondeos efectuados en suelos con gravas es generalmente incompleta y deficiente, pero en determinados casos resulta ser la única posible de realizar.

3.10.3 Tipos de sondeos

Los tipos principales de sondeos que se usan en mecánica de suelos para fines de muestreo y reconocimiento del subsuelo, en general, son los siguientes:

a) Métodos de exploración de carácter preliminar

- * Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
- * Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
- * Métodos de lavado
- * Métodos de penetración estándar.
- * Método de penetración cónica.
- * Perforaciones en boleos y gravas (con barretones, etc.)

a.1 Pozos a cielo abierto o calicatas

Cuando este método sea practicable debe considerársele como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo.

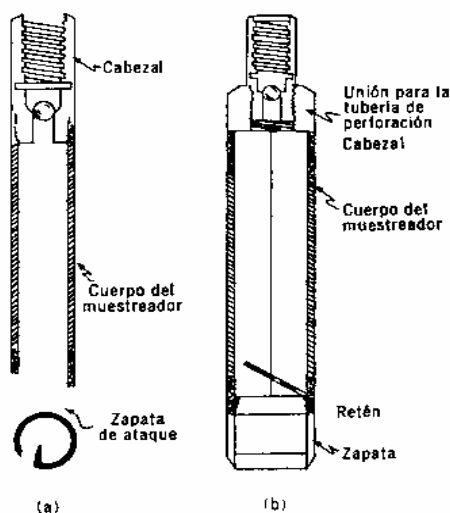
Desgraciadamente este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades a causa, sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático; naturalmente que el tipo de suelo de los diferentes estratos atravesados también influye grandemente en los alcances del método en sí.

Deben cuidarse especialmente los criterios para distinguir la naturaleza del suelo "in situ" y la misma, modificada por la excavación realizada. En efecto, una arcilla dura puede, con el tiempo, aparecer como suave y esponjosa a causa del flujo de agua hacia la trinchera de excavación; análogamente, una arena compacta puede presentarse como semifluida y suelta por el mismo motivo. Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación, hecho por un técnico conocedor.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado.

a.2 Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares

En estos sondeos exploratorios la muestra de suelo obtenida es completamente alterada, pero suele ser representativa del suelo en lo referente a contenido de agua, por lo menos en suelo muy plástico.



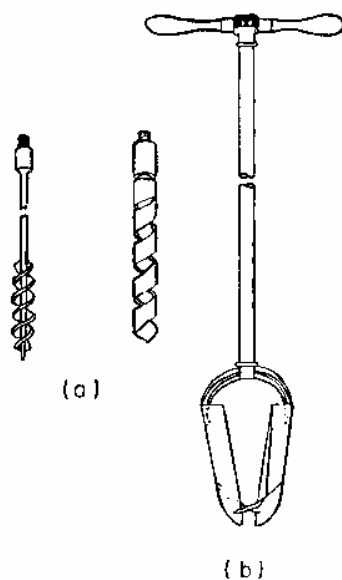
Tipos de cucharas muestreadoras

Los barrenos helicoidales pueden ser de diferentes tipos no sólo dependiendo del suelo por atacar, sino de acuerdo con la preferencia particular de cada perforista. Un factor importante es el paso de la hélice que debe ser muy cerrado para suelos arenosos y mucho más abierto para el muestreo en suelos plásticos.

Posiblemente más usadas que los barrenos son las posteadoras a las que se hace penetrar en el terreno ejerciendo un giro sobre el mineral adaptado al extremo superior de la tubería de perforación. Las herramientas se conectan al extremo de una tubería de perforación, formada por secciones de igual longitud, que se van añadiendo según aumenta la profundidad del sondeo.

En arenas colocadas bajo el nivel de aguas freáticas estas herramientas no suelen poder extraer muestras y en esos casos es preferible recurrir al uso de cucharas especiales, de las que también hay gran variedad de tipos.

Las muestras de cuchara son generalmente más alteradas todavía que las obtenidas con barrenos helicoidales y posteadoras; la razón es el efecto del agua que entra en la cuchara junto con el suelo, formando en el interior una seudosuspensión parcial del mismo. Es claro que en todos estos casos las muestras son cuando mucho apropiadas solamente para pruebas de clasificación y, en general, para aquellas pruebas que no requieran muestra inalterada. El contenido de agua de las muestras de barreno suele ser mayor del real, por lo que el método no excluye la obtención de muestras más apropiadas, por lo menos cada vez que se alcanza un nuevo estrato.



Herramientas para sondeos exploratorios
por rotación a) Barrenos b) Posteadoras

Frecuentemente es necesario ademar o revestir el pozo de sondeo, lo cual se realiza con tubería de hierro, hincada a golpes, de diámetro suficiente para permitir el paso de las herramientas muestreadoras. En la parte inferior una zapata afilada facilita la penetración. A veces, la tubería tiene secciones de diámetros decrecientes, de modo que las secciones de menor diámetro vayan entrando en las de mayor. Los diferentes segmentos se retiran al fin del trabajo usando gatos apropiados.

Para el manejo de los segmentos de tubería de perforación y de ademe, en su caso, se usa un trípode provisto de una polea, a una altura que permita las manipulaciones necesarias. Los segmentos manejados se sujetan a través de la polea con cable de manila o cable metálico inclusive: los operadores pueden intervenir manualmente en las operaciones, guiando y sujetando los segmentos de tubería de perforación por medio de llaves de diseño especial propias para esas maniobras y para hacer expedita la operación del atornillado de los segmentos.

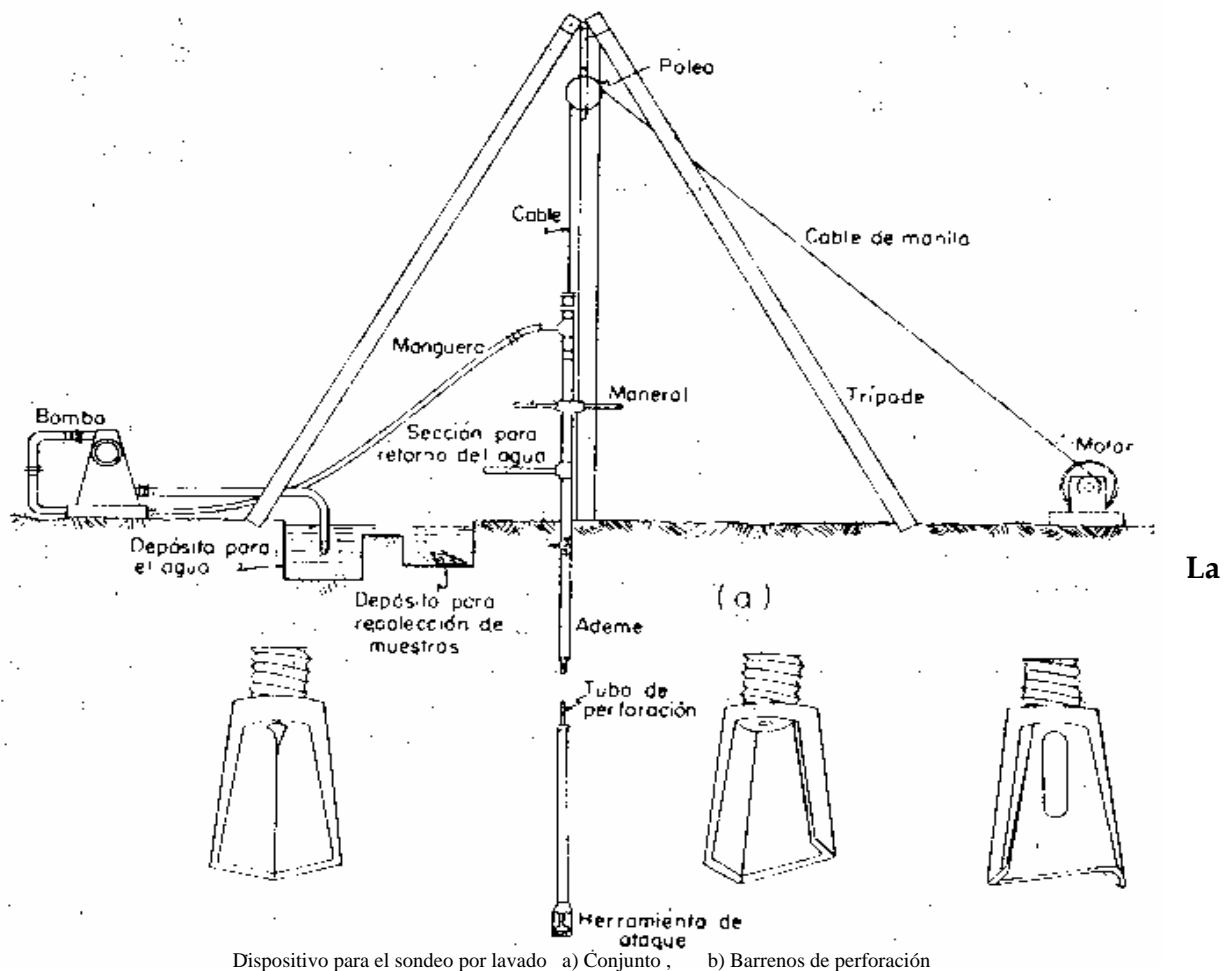
Un inconveniente serio de la perforación con barrenos se tiene cuando la secuencia estratigráfica del suelo es tal que a un estrato firme sigue uno blando. En estos casos es muy frecuente que se pierda la frontera entre ambos o aun la misma presencia del blando.

El error anterior tiende a atenuarse accionando el barreno helicoidal tan adelantado respecto al ademe como lo permita el suelo explorado.

a.3 Método de lavado

Este método constituye un procedimiento económico y rápido para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo. El método se usa también en ocasiones como auxiliar de avance rápido en otros métodos de exploración. Las muestras obtenidas en lavado son tan alteradas que prácticamente no deben ser consideradas como suficientemente representativas para realizar ninguna prueba de laboratorio.

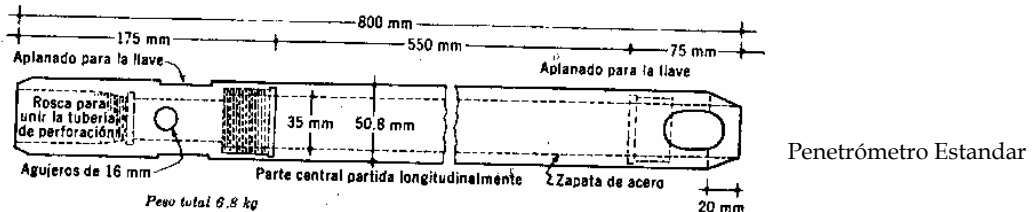
El equipo necesario para realizar la perforación incluye un trípode con polea y martinete suspendido, de 80 a 150 Kg de peso, cuya función es hincar en el suelo a golpes el ademe necesario para la operación. Este ademe debe ser de mayor diámetro que la tubería que vaya a usarse para la inyección del agua. En el extremo inferior de la tubería de inyección debe ir un trépano de acero, perforado, para permitir el paso del agua a presión. El agua se impulsa dentro de la tubería por medio de una bomba.



Esta operación consiste en inyectar agua en la perforación, una vez hincado el ademe, la cual forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y sale al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección; una vez fuera es recogida en un recipiente en el cual se puede analizar el sedimento. El procedimiento debe ir complementado en todos los casos por un muestreo con una cuchara del trépano; mientras las características del suelo no cambien será suficiente obtener una muestra cada 1,50 m aproximadamente, pero al notar un cambio en el agua eyectada debe procederse de inmediato a un nuevo muestreo. Al detener las operaciones para un muestreo debe permitirse que el agua alcance en el pozo un nivel de equilibrio, que corresponde al nivel freático (que debe registrarse). Cualquier alteración de dicho nivel que sea observada en los diferentes muestreos debe reportarse especialmente.

a.4 Método de penetración estándar

Este procedimiento es, entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al subsuelo y no sólo en lo referente a descripción.



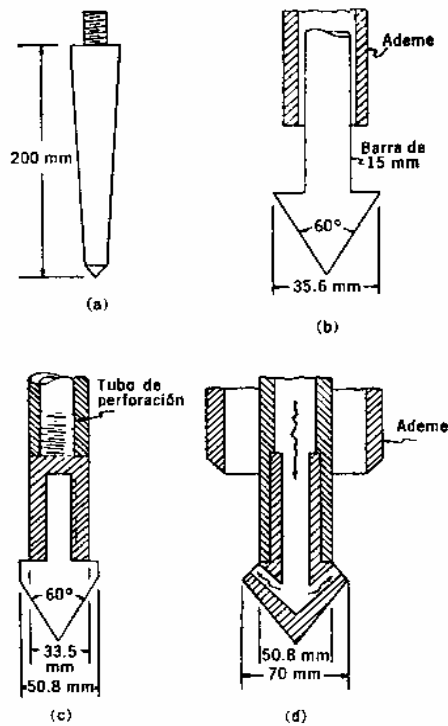
En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial de dimensiones establecidas. Es normal que el penetrómetro sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra.

La utilidad e importancia mayor de la prueba de penetración estándar radica en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple en arcillas, con el número de golpes necesarios en ese suelo para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30 cm especificados.

a.5 Método de penetración cónica

Estos métodos consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece. Existen diversos tipos de conos.



Penetrómetros cónicos A) Tipo Danés
 b) Tipo Holandés c) Tipo para ensaye dinámico
 d) Tipo de inyección

Dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno, estos métodos se dividen en estáticos y dinámicos. En los primeros la herramienta se hince a presión, medida en la superficie con un gato apropiado; en los segundos el hincado se logra a golpes dados con un peso que cae.

En la prueba dinámica puede usarse un penetrómetro atornillando al extremo de la tubería de perforación, que se golpea en su parte superior de un modo análogo al descrito para la prueba de penetración estándar. Es normal usar para esta labor un peso de 63,5 Kg, con 76 cm de altura de caída, o sea la misma energía para la penetración usada en la prueba estándar. También ahora se cuenta los golpes para 30 cm de penetración de la herramienta.

A modo de resumen podría decirse que las pruebas de penetración cónica, estática o dinámica, son útiles en zonas cuya estratigrafía sea ya ampliamente conocida a priori y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico; pero son pruebas de muy problemática interpretación en lugares no explorados a fondo previamente. La prueba de penetración estándar debe estimarse preferible en todos los casos en que su realización sea posible.

a.6 Perforaciones en boleos y gravas

Con frecuencia es necesario atravesar durante las perforaciones estratos de boleos o gravas que presentan grandes dificultades para ser perforados con las herramientas hasta aquí descritas. En estos casos se hace necesario el empleo de herramientas de mayor peso, del tipo de barretones con taladros de acero duro, que se suspenden y dejan caer sobre el estrato en cuestión, manejándolos con cables. En ocasiones se ha recurrido, inclusive, al uso localizado de explosivos para romper la resistencia de un obstáculo que aparezca en el sondeo.

b) Métodos de sondeo definitivo

* Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.

* Métodos con tubo de pared delgada.

* Métodos rotatorios para roca.

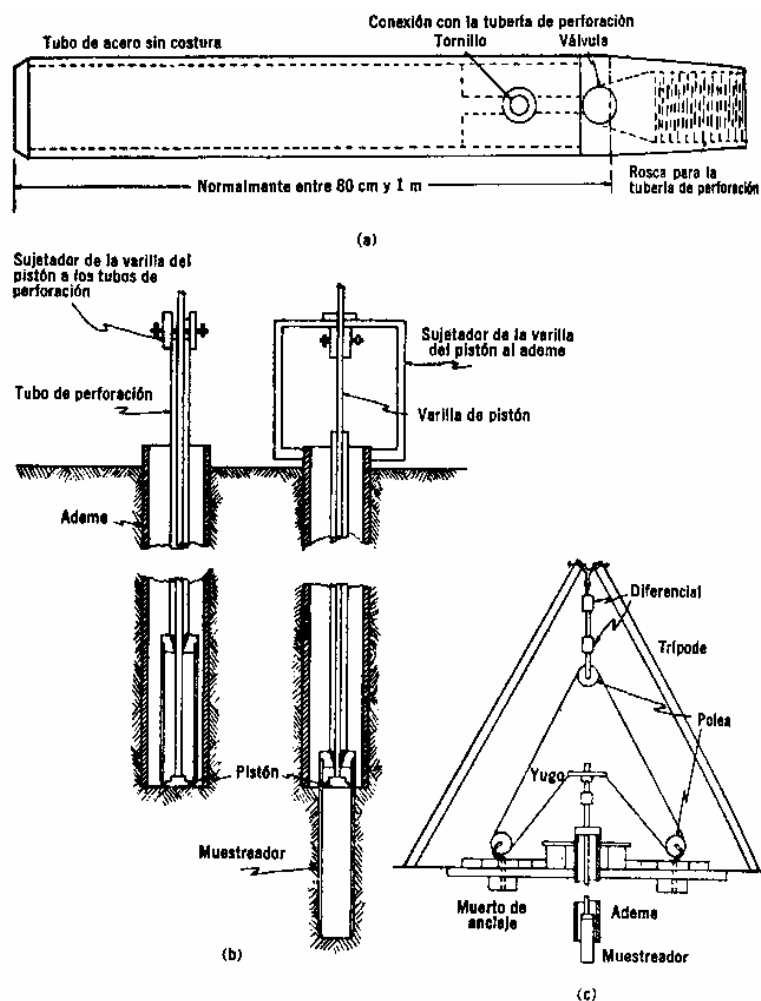
b.1 Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado (Calicata)

Este método de exploración ha sido ya descrito por lo que no se considera necesario describirlo nuevamente. Sin embargo, es conveniente insistir en el hecho de cuando es factible, debe considerarse el mejor de todos los métodos de exploración a disposición del ingeniero para obtener muestras inalteradas y datos adicionales que permitan un mejor proyecto y construcción de una obra.

b.2 Muestreo con tubos de pared delgada

Desde luego de ningún modo y bajo ninguna circunstancia puede obtenerse una muestra de suelo que pueda ser rigurosamente considerada como inalterada. En efecto, siempre será necesario extraer al suelo de un lugar con alguna herramienta que inevitablemente alterará las condiciones de esfuerzo de su vecindad; además, una vez la muestra dentro del muestreador no se ha encontrado hasta hoy y es dudoso que jamás llegue a encontrarse, un método que proporcione a la muestra, sobre todo en su cara superior e inferior los mismos esfuerzos que tenía "in situ".

Este tipo de muestreadores no es recomendable para suelos muy blandos, con alto contenido de agua y arenas, ya que en ocasiones no logran extraer la muestra, saliendo a la superficie sin ella.



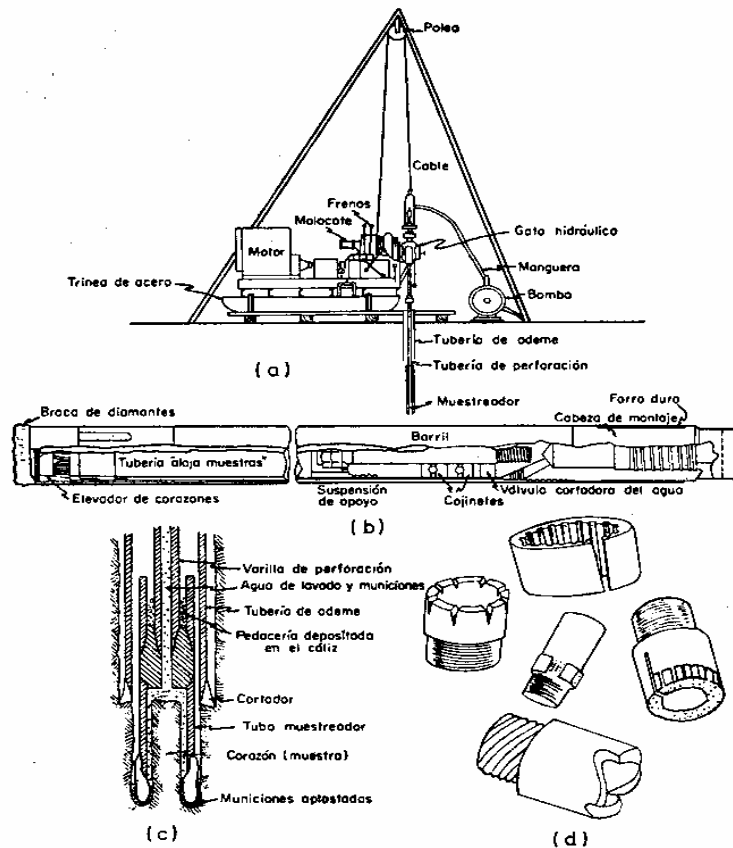
Muestreadores de tubo de pared delgada a) Tipo Shelby b) De pistón
c) Dispositivo de hincado por presión de un diferencial

b.3 Métodos rotatorios para roca

Cuando un sondeo alcanza una capa de roca más o menos firme o cuando en el curso de la perforación las herramientas hasta aquí descritas tropiezan con un bloque grande de naturaleza rocosa, no es posible lograr penetración con los métodos estudiados y ha de recurrirse a un procedimiento diferente.

Cuando un gran bloque o un estrato rocoso aparezcan en la perforación se hace indispensable recurrir al empleo de máquinas perforadoras a rotación, con broca de diamantes o del tipo cáliz.

En las primeras, en el extremo de la tubería de perforación va colocado un muestreador especial, llamado de "corazón", en cuyo extremo inferior se acopla una broca de acero duro con incrustaciones de diamante industrial, que facilita la perforación.



Equipo para muestreo en roca a) Máquina perforadora
b) Muestreador para broca de diamante c) Muestreador tipo cáliz

En las segundas, los muestreadores son de acero duro y la penetración se facilita por medio de municiones de acero que se echan a través de la tubería hueca hasta la perforación y que actúan como abrasivo. En roca muy fracturada puede existir el peligro que las municiones se pierdan. Perforadoras tipo cáliz se han construido con diámetros muy grandes, hasta para hacer perforaciones de 3m; en estos casos la máquina penetra en el suelo con la misma broca.

De acuerdo a lo anterior se concluye que el éxito de una maniobra de perforación rotatoria depende fundamentalmente de esos tres factores:

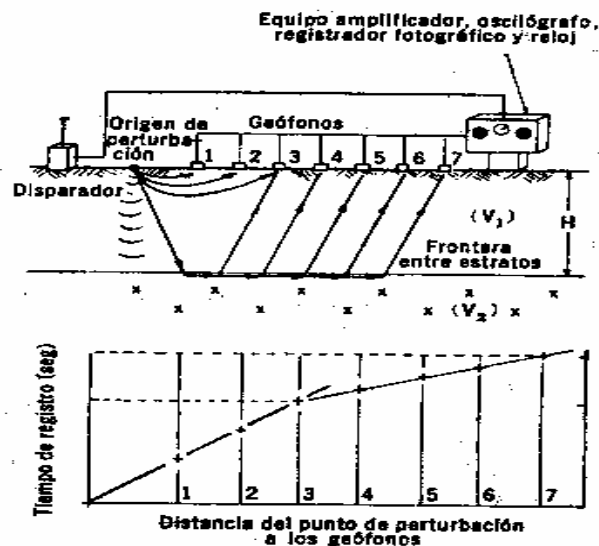
- * Velocidad de rotación.
- * Presión de agua.
- * Presión sobre la broca.

c) Métodos Geofísicos.

- * Sísmico.
- * De resistencia eléctrica.
- * Magnético y gravimétrico.

c.1 Método sísmico

Este procedimiento se funda en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes medios materiales. Las mediciones realizadas sobre diversos medios permiten establecer que esa velocidad de propagación varía entre 150 y 2.500 m/seg en suelos, correspondiendo los valores mayores a mantos de grava muy compactos y las menores a arenas sueltas; los suelos arcillosos tienen valores medios, mayores para las arcillas duras y menores para las suaves. En roca sana los valores fluctúan entre 2.000 y 8.000 m/seg como término de comparación se menciona el hecho de que en el agua la velocidad de propagación de este tipo de ondas es del orden de 1.400 m/seg esencialmente el método consiste en provocar una explosión en un punto determinado del área a explorar usando una pequeña carga de explosivo, usualmente nitroamonio. Por la zona a explorar se sitúan registradores de ondas (geófonos), separados entre sí de 15 a 30 m. La función de los géofonos es captar la vibración, que se transmite amplificada a un oscilógrafo central que marca varias líneas, una para cada géfono.



Esquema del dispositivo para exploración geofísica por el método sísmico.

c.2 Método de resistividad eléctrica

Este método se basa en el hecho de que los suelos, dependiendo de su naturaleza, presentan una mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida a través. Su principal aplicación está en el campo de la minería, pero en mecánica de suelos se ha aplicado para determinar la presencia de estratos de roca en el subsuelo.

La resistividad eléctrica de una zona de suelo puede medirse colocando cuatro electrodos igualmente espaciados en la superficie y alineados; los dos exteriores, conectados en serie a una batería son los electrodos de corriente (medida por un miliamperímetro), en tanto que los interiores se denominan de potencial de la corriente circulante.

El método sirve, en primer lugar, para medir las resistividades a diferentes profundidades, en un mismo lugar y, en segundo, para medir la resistividad a una profundidad, a lo largo de un perfil. Lo primero se logra aumentando la distancia entre electrodos, con lo que se logra que la corriente penetre a mayor profundidad. Lo segundo se logra conservando la distancia constante y desplazando todo el equipo sobre la línea a explorar.

Las mayores resistividades corresponden a rocas duras, siguiendo rocas suaves, gravas compactas, etc, y teniendo los menos valores los suelos suaves saturados.

c.3 Métodos magnéticos y gravimétricos

El trabajo de campo correspondiente a estos métodos de exploración es similar, distinguiéndose en el aparato usado. En el método magnético se usa un magnetómetro, que mide la componente vertical del campo magnético terrestre en la zona considerada, en varias estaciones próximas entre sí. En los métodos gravimétricos se mide la aceleración del campo gravitacional en diversos puntos de la zona a explorar. Valores de dicha aceleración ligeramente más altos que el normal de la zona indicarán la presencia de masas duras de rocas; lo contrario será índice de la presencia de masas ligeras o cavernas y oquedades.

En general estos métodos casi no han sido usados con fines ingenieriles, dentro del campo de la Mecánica de suelos, debido a lo errático de su información y a la difícil interpretación de sus resultados.

3.11 Número, tipo y profundidad de los sondeos

El número, tipo y profundidad de los sondeos que deban ejecutarse en un programa de exploración de suelos depende fundamentalmente del tipo de subsuelo y de la importancia de la obra. En ocasiones, se cuenta con estudios anteriores cercanos al lugar, que permite tener una idea siquiera aproximada de las condiciones del subsuelo y este conocimiento permite fijar el programa de exploración con mayor seguridad y eficacia. Otras veces, ese conocimiento apriorístico indispensable sobre las condiciones predominantes en el subsuelo ha de ser adquirido con los sondeos de tipo preliminar. El número de estos

sondeos exploratorios será el suficiente para dar precisamente ese conocimiento. En obras chicas posiblemente tales sondeos tendrán carácter definitivo, por lo que es conveniente realizarlos por los procedimientos más informativos, tales como la prueba de penetración estándar, por ejemplo.

Un punto que requiere especial cuidado es la determinación de la profundidad a que debe llevarse la exploración del suelo. Este aspecto fundamental, cuyas repercusiones pueden dejarse sentir en todas las fases del éxito o fracaso de una obra ingenieril, tanto técnicas como económicas, está también principalmente definido por las funciones e importancia de la obra y la naturaleza del subsuelo. En general, los puntos básicos que la mecánica de suelos debe cuidar en un caso dado se refieren a la posibilidad y cálculo de asentamientos y a determinaciones de resistencia de los suelos.

Para fines de cimentación, ha sido frecuente la recomendación práctica de explorar una profundidad comprendida entre $1,5B$ y $3B$, siendo B el ancho de la estructura por cimentar.

Generalmente es suficiente detener la exploración al llegar a la roca basal, si ésta aparece en la profundidad estudiada; sin embargo, en casos especiales se hará necesario continuar el sondeo dentro de la roca por métodos rotatorios; por ejemplo, en cimentaciones de presas sería necesario verificar que la roca no presente condiciones peligrosas desde el punto de vista de infiltraciones de agua.

3.12 Ejemplo

3.12.1 Estudios geotécnicos

3.12.1.1 Introducción

El arreglo de las obras de la presa en el río consideró principalmente la ejecución de excavaciones a cielo abierto.

El diseño del soporte para la estabilización de las excavaciones en las obras a cielo abierto se realizó a partir de los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad efectuados para cada una de las excavaciones.

Los criterios adoptados en los modelos numéricos de análisis de estabilidad utilizados están vinculados con el tipo de roca (litología), características de las discontinuidades (orientación, inclinación, relleno, apertura y continuidad), grado de alteración de la roca, propiedades mecánicas e hidráulicas del macizo rocoso, tipo de excavación (superficial o subterránea), geometría de la excavación, y las fuerzas y agentes a los que esta sometida la masa rocosa antes, durante y después de la construcción.

En este capítulo se describen estos factores y los criterios utilizados para la elección de los parámetros de resistencia al corte de la roca y de las magnitudes de las posibles fuerzas

actuantes en los bloques de roca potencialmente inestables de la excavación con lo que se determino las características del soporte y tratamientos elegidos para garantizar la estabilidad de los taludes.

3.12.1.2 Arreglo y geometría de las excavaciones

Las excavaciones en roca que integran el proyecto de las obras fueron en su mayoría superficiales.

Sitio	Cantidad de barrenos	Metros perforados	Longitud de perforación por unidad litológica		
			Material de talud (Qmt)	Corneana (Ksc)	Granito (Ksgr)
Margen derecha	14	505.7	15.2	210	280.5

Resumen de exploración con barrenos.

3.12.1.3 Exploración y resultados para determinar parámetros de diseño

A fin de determinar los parámetros de diseño, se empleo la información obtenida durante las campañas de exploración antes de la construcción se realizó en margen derecha la excavación de dos socavones (4 y 6) y de dos barrenos de exploración (30 y 32). El socavón 6 se excavó aguas arriba de la falla corneana-granito y el 4 en el domo granítico; el barreno 30 se perforo en el crucero 1 del socavón 4, mientras que el 32 se excavó cercano al eje actual de la casa de maquinas.

En campaña posterior (1992), se realizaron 12 barrenos (I al XII) a lo largo del canal de desvió en le hombro del talud de la pared izquierda del mismo.

Las siguientes tablas muestran los datos de localización de socavones y barrenos, longitudes de excavación y perforación, tipo de roca atravesada, litología y resultados de pruebas de permeabilidad.

Campaña de exploración	Barrenos	Coordenadas, m			Prof. (m)	Longitud U. Litol. (m)	Rec. (%)	RQD (%)	Permeabilidad U.L.	Litología
		X	Y	Z						

Margen derecha.

	30	2136.77	37449.77	205.22	85	85	93.92	88.89		Granito
	32	20863.48	37223.54	199.79	60.7	12	1000	60		Granito
	I	21417	37422	155.31	30	24	80	60		Corneana
	II	21375	37409	158.37	30	22	75	50		Corneana
	III	21328	37385	156.31	30	27	80	40		Corneana
	IV	21289	37359	158.46	30	27	80	50		Corneana
	V	21243	37335	157.21	30	27	70	35		Corneana
	VI	21200	37310	157.55	30	27	70	40		Corneana
	VII	21156	37285	159.46	30	26	70	55		Granito
	VIII	21110	37260	162.58	30	25	95	95		Corneana
	IX	21067	37236	157.54	30	23	95	95		Granito
	X	21024	37211	158.54	30	24	92	90		Granito
	XI	20980	37186	161.02	30	32.5	90	90		Granito
	XII	20936	37162	163.65	30	19	90	80		Granito

Relación de barrenos perforados en la margen derecha de la cortina.

Socavón	Coordenadas, m			Longitud (m)	Rumbo fracturamiento	Litología
	X	Y	Z			
4	21106.83	37362.1	206.57	176.22	N45°W	Ksgr (176.22)
4-C-1				59.89	N45°W	Ksgr (59.89)
4-C-2				114.84	N45°W	T1(8)- Ksc(4.84)
6	21280.57	37461.06	217.97	159.65	N45°W	Ksc(159.65)
6-C-1				56.88	N30°W	Ksc(31)- T1(17)

Donde: Ksgr= Granito

Ksc = Corneana

T1 = Toba

Relación de socavones excavados en la margen derecha de la cortina.

Sitio	Cantidad de barrenos	Metros perforados	Longitud de perforación por unidad litológica m	
			Corneana (Ksc)	Granito (Ksgr)
Margen derecha	2	567.48	199.49	342.99

Resumen de exploración en socavones.

Zona	RQD (%)	Fracturas por m	Velocidad sísmica (m/s)
Alterada	25	10	1000
Descomprimida	25 a 50	8	1800
Sana	90 a 100	6	4500

Granito, elevación de 150 a 290.

Zona	RQD (%)	Fracturas por m	Velocidad sísmica (m/s)
Alterada	25	10	1500
Descomprimida	25 a 50	8	2500
Sana	90 a 100	6	4500

Margen Izquierda (eje).

De la elevación 150 a 270 aflora, en el eje de cortina granito aunque en sentido longitudinal, aguas arriba, el monolito No. 1 intercepta el contacto granito-corneana a la elevación 260. Se consideraron tres capas con base a la geofísica, barrenos y socavones, que son: alterada, descomprimida y sana.

Margen derecha.

De la elevación 153 a la elevación 210 la pendiente del terreno es de un 50% mientras que la 210 en adelante es vertical, el primer tramo se encuentra constituido por un granito intemperizado, para el cual mediante métodos geofísicos se encontró un espesor de roca alterada de 13 m, con velocidades de 1000 a 2500 m/s.

Se considera un espesor de 7 m de roca descomprimida con velocidades de 2500 a 3500 m/s.

Las velocidades después de los 20 m de profundidad varían de 3500 a 4500 m/s, con lo cual se determinó una roca de excelente calidad.

A partir de los resultados de estos estudios se determinaron las propiedades mecánicas de las rocas que integran la cimentación de la cortina.

3.12.2 Aspectos geotécnicos

Para poder realizar el diseño de las obras hidráulicas en forma por demás segura y confiable, de acuerdo al proyecto, fue necesario conocer las características del sitio donde se alojó la boquilla en cuestión; por otra parte para el diseño y proyecto de las obras subterráneas fue necesario conocer el estado de esfuerzos residuales de dicho entorno geológico, con el objeto de establecer los procedimientos que se adecuaron a las condiciones existentes en el sitio.

Trabajos de campo

Se contó con los estudios de geología superficial, estudios geofísicos y perforaciones geotécnicas, las cuales proporcionaron información directa para conocer las condiciones geológicas del sitio y permitieron conocer las formaciones geológicas para la construcción de la cortina; esta información se complementó con los resultados de las pruebas de campo y a partir de ella se determinó la resistencia y deformación de la roca en la zona de la cimentación.

Selección de los sitios para las pruebas de campo

Con técnicos especializados de la SARH se inspeccionaron los socavones existentes realizados por la Comisión de Generación, donde se ubicaron los sitios específicos.

Socavón	Roca	Ubicación	Pruebas
15	Corneana	M1	2 Rosetas y gato plano 1 prueba de placa 1 gato Goodman
11	Toba lítica	M1	1 prueba de placa 1 gato Goodman
5	Granito	M1	1 gato Goodman
3	Contacto ignimbrita-granito	M1	1 corte directo

Localización de pruebas

Pruebas de roseta y gato plano

Las pruebas de roseta de deformación se realizaron en el socavón 15, el cual esta labrado en roca corneana, según se indica a continuación.

Cadenamiento	Elevación	Pared
0+066.15	165.8	Izquierda
0+100.00	166	Frente del socavón

Pruebas de roseta

Los nichos donde se realizaron estas pruebas se excavaron perpendicularmente al eje del socavón.

Una vez obtenida la magnitud de los esfuerzos principales, se calcularon sus valores con el ensaye complementario denominado gato plano, que consiste en propiciar una primera etapa, o sea la relajación de la roca. Se introduce un gato plano tipo Freyssinet para ejercer una presión que contrarreste las deformaciones producidas en roca por relajaciones.

Deformabilidad de la roca

Los sitios elegidos para la determinación del módulo de deformabilidad son los siguientes.

Socavón	Tipo de prueba	Roca
15	Placa y gato Goodman	Corneana
11	Placa y gato Goodman	Toba riolítica
15	Placa y gato Goodman	Macizo granítico.

Pruebas de deformidad.

Pruebas de placa

Estos ensayos fueron interpretados por su tamaño y se consideraron como flexibles, de tal forma que las determinaciones de los desplazamientos producidos por la carga vertical aplicada se midieron en la roca y no sobre la placa, como es usual, cuando se considera rígida. En términos generales, el ensayo de placa consistió en emplear rodajas metálicas a manera de placa con diámetro de 1.05 m. Las placas metálicas están divididas de una perforación central con diámetro de 0.20 m, el cual permite colocar un ancla de medición en el centro del área cargada.

El nivel de esfuerzos que se alcanzó en los ensayos de placa fue de 40 kg/cm² lo que implicó dar una carga del orden de 420 t, con tres gatos hidráulicos con capacidad individual de 200 toneladas.

Gato Goodman

El otro procedimiento que se utilizó para conocer la deformabilidad del macizo rocoso fue el llamado gato Goodman; éste se utilizó en sondeos con diámetro nominal NX (3"), y consiste en un gato hidráulico que a través de dos placas rígidas deforma las paredes del sondeo en función de la carga aplicada; los datos obtenidos de la curva esfuerzo-deformación dan el módulo elástico de la roca.

3.12.2.1 Propiedades mecánicas e hidráulicas

Resistencia al corte

Las propiedades mecánicas de resistencia al corte de la masa rocosa en la zona de obras no fueron evaluadas en ninguna de las campañas previas de estudio, y tampoco fueron evaluadas en otra zona donde existiera el mismo tipo de roca granítica en la cortina. Solo se contó con escasos resultados de ensayos de resistencia a la compresión simple y tensión indirecta en núcleos de roca intacta extraídos de barrenos perforados en la margen izquierda, los cuales se muestran en la tabla Granito, elevación de 150 a 290.

Por esta razón los parámetros c y ϕ (cohesión y ángulo de fricción interna) requeridos para evaluar la resistencia al corte de la masa rocosa fueron inferidos, con base en la experiencia, al asumir un criterio conservador para considerar las características de las discontinuidades existentes, las condiciones variables de alteración de la roca granítica, el microfisuramiento de la misma y la relajación a que estuvo expuesta durante las excavaciones por el uso de explosivos. Se consideró también la pendiente natural del terreno, la cual da una idea vaga pero al fin un indicio de un ángulo de estabilidad de la ladera en la zona de excavaciones.

Bajo estas premisas, se estableció un ángulo de fricción residual de 35° y una cohesión nula, esta última, al suponer que con el tiempo, el agua y la microfisuración eliminarán la poca cohesión que puede existir en las juntas o planos de deslizamiento.

Deformabilidad

Se contó con valores de módulos de deformabilidad dinámica de la masa rocosa granítica y de módulos estáticos y dinámicos en núcleos de roca intacta, ensayados en laboratorio en 1986.

Aún cuando estos resultados no se utilizaron directamente en los análisis de estabilidad, si permiten tener una noción indirecta de la calidad del granito y fueron tomados en cuenta, aunque con menor peso, para la elección de los parámetros de resistencia.

Permeabilidad

Las propiedades hidráulicas de la masa rocosa en la margen derecha fueron evaluadas en campañas previas por Comisión de Generación, tan solo mediante ocho ensayos Lugeon realizados en los primeros 32 m (elevaciones 205 a 173) del barreno 30, el cual fue perforado en el crucero 1 del socavón 4 en roca granítica de buena calidad del interior del domo. La permeabilidad obtenida fue casi nula en todos los tramos (menor de una unidad Lugeon) debido a que ninguno de los tramos ensayados cortó estructuras mayores. Esta propiedad hidráulica tampoco fue directamente utilizada en los análisis.

3.12.2.2 Análisis de estabilidad y diseño del soporte

Para conocer los mecanismos de falla de probable ocurrencia en las excavaciones, se agrupó en diagramas estereográficos de arcos la información estructural de la masa rocosa de las fallas, fracturas mayores y menores, con el propósito de definir la posibilidad de salida de bloques de roca de diferentes dimensiones limitados por estas familias de discontinuidades en las excavaciones. En los diagramas se incluyó la orientación de los taludes, la cual es variable entre NW40° y NW27°SE en la zona donde los taludes son más altos y con un ángulo de fricción de 35° para conocer los mecanismos de falla de probable ocurrencia.

En las fallas principales cartografiadas localmente en el terreno, las cuales son semiverticales, puede observarse que estas no se intersectan, por lo que no delimitan grandes bloques con posibilidades de desprenderse o deslizarse hacia la excavación; por otro lado, la orientación de estas fallas es sensiblemente diagonal al rumbo de la excavación y en algunos casos casi perpendicular, por lo que no son favorables a la estabilidad de las paredes excavadas.

La familia "β" de fracturas mayores resulta tener una orientación e inclinación favorable, por ser también casi perpendiculares a la excavación y con echado o inclinación semivertical. Sin embargo, esta familia, así como las fallas, se intersectan con la familia "α", al formar cuñas con salida hacia la excavación, apoyándose en dos planos con direcciones de salida azimutales entre 112° y 220° y ángulo de inclinación de la línea de intersección entre 27° y 64°; esto se debe a que la familia "α" tiene rumbo de echado del plano hacia la excavación, por lo que resulta la existencia de bloques con posibilidades de deslizarse hacia esta por un plano principal (familia "α"), cuya superficie es mucho mayor que la de la familia "β" o la de cualquiera de las fallas locales, por lo que en este caso pudo considerarse que existía una falla planar aun cuando los bloques quedan limitados por dos familias; una de ellas sirvió de respaldo lateral (familia "β"), pero ofreció una mínima contribución de resistencia con respecto al plano principal de deslizamiento de la falla "α".

Los deslizamientos recientes ocurridos en ambas márgenes han sido a lo largo de un plano de deslizamiento, lo que corrobora esta hipótesis.

La existencia de juntas de exfoliación en el granito agrega una familia de discontinuidades paralela a la pendiente del terreno natural y con rumbo de echado paralelo al de la cara del talud; en algunos casos la inclinación de las juntas es mayor a la del terreno natural por lo que pudiera esperarse también un mecanismo de falla planar por este sistema, el cual fue considerado.

Las cuñas resultantes fueron de menor volumen para los taludes de inclinación 0.5:1 y aumento el volumen conforme la pendiente se incrementó a 0.25:1 y vertical. Por esta razón, y en base a que la porción superior está más alterada, se tendieron los taludes superiores con pie en las elevaciones 220 y 245 a 0.5:1; con esto se redujo la distancia entre la cara del talud y la superficie de falla, lo que redundó en una disminución de la longitud de soporte.

Los mecanismos de falla utilizados fueron los mismos para las paredes derechas de acuerdo al sentido del cauce del río, de los frentes de excavación. En las paredes izquierdas también se presentaron mecanismos de falla planar y de cuña, pero por fracturas secundarias menos numerosas con direcciones similares a las familias "α" y "β". En estas paredes también puede esperarse volteo de pequeños bloques limitados principalmente por la familia principal "α".

En las paredes frontales pueden formarse cuñas con las familias "α" y "β" debido a la dispersión que presentan en sus orientaciones. Sin embargo, se consideró más factible la posibilidad de existencia de lajas de 2 m de espesor descomprimidas que se despegaran de las paredes hacia la excavación con tendencia del volteo; estas lajas estarían definidas por el patrón de fracturas de la familia "β". En el caso de las excavaciones al pie del domo para alojar las tuberías a presión y parte de la plataforma de subestación, el mecanismo de falla más factible de presentarse es el de desprendimiento y/o deslizamiento de lajas de roca o costras de exfoliación del domo granítico a las cuales se les quito el pie.

3.12.2.3 Criterios básicos adoptados para el análisis y diseño del soporte

Excavaciones superficiales.

Falla planar

A partir de los mecanismos de falla descritos, se procedió a definir el volumen de los bloques delimitados por la superficie probable de falla de la familia de fracturas "α" y lateralmente por la familia de fracturas "β"; se supuso que estas últimas no contribuyen a la resistencia al corte y toda la resistencia se desarrolla a lo largo del plano de la familia "α".

Se adoptó un plano de 64° de inclinación, el cual partió del pie del talud de casa de máquinas a la elevación 159.7, el cual limitó un bloque que alcanza su parte superior en la berma 220, lo cual comprende a los taludes con pendiente 0.25:1. los taludes superiores con

pendiente 0.5:1 se analizaron al suponer un plano a 52° también de la familia “ α ”, el cual parte del pie del talud a las elevaciones 220 y 245, hasta el final de la berma y limita bloques de sección triangular.

Se consideró un ángulo de fricción de 35° y cohesión nula, como parámetros de resistencia al corte en el plano de falla y como fuerzas actuantes, se consideró el peso propio del bloque (producto del volumen, multiplicado por un peso volumétrico promedio de 2.5 t/m³), y la fuerza horizontal de sismo con utilización de un coeficiente sísmico de 0.15 g, esta última actúa en sentido perpendicular al rumbo de la superficie de falla.

Aun cuando el sitio de la cortina está ubicada dentro de una zona considerada asísmica, este factor de sismo fue elegido como el mínimo utilizable para el diseño de las estructuras de la presa. A este respecto no debe olvidarse que durante y después del llenado del embalse se inducirán sismos locales cuya magnitud aún no ha sido evaluada. Por otro lado, durante el proceso constructivo, los explosivos generaron fuerzas dinámicas que llegaron a alcanzar valores hasta de 0.5 g, esta condición resultó extrema y se llevó un control en el uso de explosivos el cual limitó las vibraciones en la roca para evitar llegar a aceleraciones de este orden.

Se consideró el empuje hidrostático para comparar los resultados. Los requerimientos de soporte al considerar empujes hidrostáticos extremos llegaron a ser más altos, por lo que se diseñó para la condición de empuje nulo y se previó la perforación de drenes profundos y drenes cortos en las caras de los taludes; se consideró una eficiencia de 100% de la pantalla de inyecciones, de tal forma que se tuviera una condición similar a la actual con un nivel freático abatido.

A este respecto, se aseguró que no se descargará en la zona de excavaciones el agua proveniente de la cuenca de captación que se encontraba por arriba del domo (arriba de la elevación 400), para evitar infiltración y recarga de los niveles freáticos en esta zona.

Dada la dificultad que implica estimar los caudales de captación esperados en un dren tubular profundo perforado en roca, los patrones de drenaje se proyectaron sin realizar cálculos y su eficiencia queda supeditada a la observación instrumental mediante piezómetros y extensómetros. Los primeros sirven para conocer su eficiencia en el abatimiento local de los niveles de agua y los segundos para ver la influencia del agua en los desplazamientos de los bloques considerados inestable. Estas observaciones permitirán verificar si la densidad de drenaje da lugar a una eficiente liberación de presiones hidrostáticas, y de no hacerlo, tendrán entonces que efectuarse con oportunidad los ajustes necesarios al patrón original.

No se consideraron esfuerzos residuales almacenados en la masa rocosa debido a que éstos son mínimos o nulos en las excavaciones a cielo abierto.

El factor de seguridad requerido fue de 1.5 y se evaluó mediante las ecuaciones de Hoek y Brady en las que interviene al coeficiente de la suma de fuerzas resistentes, entre la suma

de fuerzas actuantes; cuando este cociente resulto menor a la unidad o inferior a 1.5, se incluyó en los análisis una fuerza debida a anclaje cuya magnitud fue evaluada para alcanzar el factor de seguridad fijado.

En la mayoría de los casos se tomaron en cuenta anclas de acero estructural de 38.1 mm (1½") de diámetro con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y se consideró como valor de diseño el correspondiente al 85% del límite de fluencia. En los taludes derechos excavados hasta las elevaciones 255 y 270 se diseñaron las anclas de 1 ½" al límite de la ruptura para evitar un patrón muy cerrado. En el muro entre el canal de desvío y la casa de máquinas, las anclas recomendadas fueron también de 1½", del tipo Dywisag, de 100 t de capacidad y utilizadas como tendones tensados.

La capacidad de soporte del concreto lanzado no participó en los análisis por considerar que este soporte no contribuye a sostener a los grandes bloques analizados y solo tiene un efecto local para sostener bloques localizados entre las anclas que puedan tener salida a la excavación; la recomendación de los espesores y características de resistencia del concreto y de la malla electrosoldada obedeció a criterios empíricos y no se hicieron cálculos.

Falla de cuña

Para los análisis de estabilidad que suponen una falla por deslizamiento de bloques a lo largo de dos planos de fracturas, se adoptaron los mismos criterios utilizados para el análisis de falla planar con relación al factor de sismo utilizado, peso volumétrico para evaluación del peso del bloque y empujes hidrostáticos actuantes.

En este caso se consideró que ambos planos de fracturas ("α" y "β") tienen el mismo coeficiente de fricción residual de 35° y cohesión nula. La salida de los bloques ocurre a lo largo de la línea de intersección de los planos y de la fuerza sísmica actuante en esa misma dirección.

Los criterios de adopción del soporte y la magnitud del factor de seguridad fueron también los mismos. El factor de seguridad se evaluó mediante el método vectorial de Hendron con la ayuda de un programa de computadora.

Fallas por volteo y desprendimiento de bloques

Los análisis por volteo consideraron los momentos actuantes y resistentes de los bloques; se tomo como centro de giro el pie del talud. En este caso no se requieren parámetros de resistencia al corte de la roca y se utilizaron los parámetros de resistencia a tensión en la base del bloque, para lo cual se consideró una resistencia de 30 kg/cm². Las fuerzas actuantes son las mismas que fueron referidas anteriormente.

Se analizaron con este método las paredes izquierdas y frontales de las excavaciones.

El desprendimiento de lajas comprendió un mecanismo más complejo en el que puede ocurrir deslizamiento, volteo, o bien solo una abertura de la grieta, para vencer así a las fuerzas de cohesión en el plano. Por simplificación, se analizó como deslizamiento, al suponer un cierto efecto de trabazón que contribuye a dar una resistencia al corte, la cual se estimó con el mismo ángulo de fricción de 35°, para esto, se consideró la colocación de anclaje en las lajas antes de que fuera excavado el pie de las mismas. El soporte con anclaje se consideró provisional en las zonas de tubería a presión, ya que después de la colocación de la tubería se haría reposición con concreto al pie de los bloques. En la zona de transformadores en la subestación se recomendó tratar con anclaje selectivo las lajas o costras de exfoliación que descubrieran la excavación por lo que no se realizó análisis alguno para esta zona y hubo que hacer una estimación posterior del volumen de las lajas y la continuidad y orientación de la junta de exfoliación en su respaldo, para hacer el diseño local del anclaje.

Excavaciones en superficie

Falla planar

Debido a la posibilidad de ocurrencia de falla por un plano de deslizamiento coincidente con las fracturas de la familia "α", se analizaron con este método los taludes de la porción derecha de la casa de máquinas, aguas debajo del domo granítico, así como el muro divisorio entre canal de desvío y casa de máquinas y muro entre tuberías de presión. Para el análisis se utilizaron las ecuaciones para falla planar de Hoek y Bray para evaluar el factor de seguridad mediante la siguiente expresión.

$$FS = \frac{cA + (W \cos \theta - U - S \sin \theta + F \cos \psi) \tan \phi}{W \sin \theta + S \cos \theta - F \sin \psi}$$

Donde:

C = Cohesión

ϕ = ángulo de fricción interna

A = Área de deslizamiento

W = Peso propio del bloque

U = Subpresión en el respaldo del bloque

S = Coeficiente sísmico

F = Fuerza de anclaje

θ = Ángulo entre el plano de deslizamiento

ψ = Ángulo entre el ancla y la superficie de falla

se consideró que el anclaje de fricción (pasivo) contribuye con una fuerza normal ($F \cos \psi$) al plano de falla, como reacción al desplazamiento, debido a la presencia de alabeo de los planos de falla. Si la superficie fuese plana totalmente, no debería considerarse esta contribución.

Falla por dos planos de deslizamiento (falla en cuña)

El mecanismo de falla por cuña es el de más probable ocurrencia en las excavaciones. Sin embargo, existe una fuerte predominancia de deslizamiento de los bloques por un solo de los planos (familia “ α ”). Las cuñas fueron analizadas con el método vectorial descrito, mediante un programa de computadora.

Comparativamente los resultados obtenidos con este método en relación al planar, al utilizar los mismos valores de c , ϕ y S , arrojan factores de seguridad un poco más altos y la necesidad de menor cantidad de soporte; sin embargo, en la mayoría de los casos la diferencia no fue muy importante por lo que se optó por recomendar el soporte para la condición más desfavorable.

La expresión que permitió calcular el factor de seguridad fue el siguiente:

$$FS = N_1 \tan\theta_1 + N_2 \tan\theta_2 / T_2$$

Donde:

N_1 = Vector resultante de fuerzas normales actuantes en el plano 1

θ_1 = Ángulo de fricción del plano 1

N_2 = Vector resultante de fuerzas normales actuantes en el plano 2

θ_2 = Ángulo de fricción del plano 2

T_{12} = vector resultante de fuerzas tangenciales motoras

Dentro de N_1 y N_2 se incluyen las fuerzas de anclaje. Solo en el caso de que FS resulte menor a uno, las fuerzas de anclaje tendrán una magnitud tal que permita alcanzar el factor de seguridad deseado (1.5).

Excavaciones subterráneas

Para el análisis de estabilidad de las excavaciones de casa de máquinas y del túnel de acceso, se siguieron los siguientes pasos para la determinación de la resistencia de la masa rocosa.

La resistencia de la masa rocosa se evaluó a partir de la resistencia a compresión simple obtenida para rocas intactas graníticas, sanas y alteradas, con el propósito de conocer la resistencia de la masa rocosa alterada (portales de los túneles básicamente) y de la masa rocosa poco alterada o sana.

Se emplearon las ecuaciones de reducción de Hoek y Bray, aplicables a rocas cristalinas ígneas de grano grueso y poliminerálicas y a un macizo rocoso alterado de mediana calidad y otro de buena calidad (para roca sana). Las expresiones utilizadas fueron.

Para roca de mediana calidad:

$$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0 + 50\sigma_{3n} + 0 + 0001}$$

para roca de buena calidad:

$$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{2.5\sigma_{3n} + 0 + 004}$$

donde:

$$\sigma_{1n} = \sigma_1 / \sigma_c \quad \sigma_{3n} = \sigma_3 / \sigma_c$$

donde:

σ_1 = Resistencia de la masa rocosa

σ_c = Resistencia a compresión simple de la roca intacta.

σ_3 = Esfuerzo menor actuante en la excavación.

Se consideró que $\sigma_3 = \sigma_H = 0.5 \sigma_v$

donde:

σ_H = Esfuerzo horizontal actuante en la excavación

σ_v = Esfuerzo vertical (γH)

γ = Peso volumétrico de la roca

H = Techo de la roca.

CAPITULO 4. ASPECTOS GENERALES DEL VASO.

4.1 Estabilidad del vaso

La estabilidad del vaso ha de estar asegurada en un sentido genérico, y debe ser tal que no pueda padecer la retención del agua ni la seguridad de la presa. Por ello, podrían admitirse faltas de estabilidad parciales siempre que no afecten a ninguna de las dos condiciones esenciales.

Los corrimientos de tierras o deslizamientos de laderas, sobre todo si son bruscos, son los efectos más peligrosos, pues pueden dar lugar a olas de gran tamaño que produzcan un importante impacto en la cortina o que la rebasen vertiendo sobre ella fuera de la zona prevista como aliviadero, o por algún collado o punto bajo de embalse, con consecuencias que pueden ser muy peligrosas.

Hay casos que enseñan que no se puede considerar el embalse como inamovible, sino que hay que investigar si alguna zona puede deslizarse y el efecto que puede producir en el propio vaso y en la cortina. Esta y el embalse constituyen un conjunto único e indivisible y no basta que uno de ellos resista y permanezca si el otro padece un defecto grave, sea en su impermeabilidad o en su resistencia. Sobre todo es grave lo que afecta esta última, pues un fallo en ella puede significar la irrupción brusca de aguas abajo del volumen de agua contenido en el embalse, con un tremendo efecto destructor en vidas y bienes; la permeabilidad, por sí misma, se limita a disminuir o anular la utilidad de la obra, pero no tiene porque causar daños a terceros, salvo que degenera en destrucción importante de la cortina o del embalse, es decir, cuando llega a afectar a la estabilidad o resistencia.

Sin embargo, pueden ser admisibles pequeños reajustes del terreno, siempre que sean limitados y lentos, de forma que no se traduzcan en oleaje notable o no descubran zonas permeables.

Particular atención ha de concederse a esta posibilidad ha aquellos terrenos en los que haya precedentes de deslizamientos de laderas, aunque no fueran importantes, porque al mojarse estas, baja su coeficiente de rozamiento y la rotura del equilibrio se hace más probable. El peligro es mayor si hay diaclasas o juntas de estratificación que buzan hacia el valle, porque a la menor resistencia al rozamiento se puede unir el efecto de la presión intersticial.

Los sismos pueden también provocar deslizamientos en laderas que antes eran estables.

4.2 Estudios geofísicos

La información geológica requiere un complemento geofísico para poder juzgar sobre ciertos puntos y complementar otros datos fuera del campo estrictamente geológico. Los medios empleados son los siguientes:

Prospecciones eléctricas, sísmicas, etc.

Sondeos.

Excavaciones (trincheras, túneles y pozos).

La *prospección eléctrica* se basa en la diferente resistividad de los terrenos según su constitución y su contenido de agua. Se mide la resistencia entre varios puntos y se deduce la clase de terreno de las distintas zonas. Los resultados son más fidedignos cuando se trata de interpolaciones entre zonas próximas de terrenos conocidos directamente o por sondeos o excavaciones previas. En cualquier caso, es preciso conocer la estructura y composición del terreno en algunos puntos para <tarar> las medidas. De otra forma los errores pueden ser notables.

La *prospección sísmica* tiene por fundamento que la celeridad de transmisión de una onda de choque es:

$$C = \sqrt{E/p}$$

siendo E el coeficiente de elasticidad dinámico de la roca y p su densidad. Midiendo el tiempo de transmisión a varios puntos de una explosión o impacto provocado en otro se obtiene E, lo que ya es un resultado directo esencial para el cálculo; y con E se corrige la estructura del terreno. Una utilización importante del método es en la determinación del espesor de la capa descomprimida que no sirve para la resistencia, amenos que se trate debidamente.

Los *sondeos* son útiles para conocer el terreno en profundidad. Gracias a los testigos continuos que obtenemos podemos ver y hasta ensayar directamente las distintas capas. Es preciso hacerlo con un equipo experimentado, pues en otro caso pueden interpretarse mal sus resultados, e incluso los testigos obtenidos. En algunos casos es útil obtener *muestras sin alterar*, cuando el terreno es arcilloso y ha de conocerse su estado natural de cohesión, saturación, etc.

Las *excavaciones* son, sin duda, el procedimiento más útil y seguro, pero también el más costoso. Gracias a ellas podemos <descubrir> cómo es el terreno en profundidad, pero de una manera más directa que con los sondeos: éstos nos dan unos testigos que son un trozo de roca o tierra, pero una excavación permite ver y tocar la roca tal cual es y apreciar su constitución, estratigrafía, diaclasas, etc.

Según el terreno y la profundidad a alcanzar se hará una trinchera (relativamente superficial), una galería (para profundizar en horizontal), o un pozo (para investigar en vertical o con fuerte inclinación).

Las galerías o pozos pueden ser útiles después para el drenaje de la obra, pero al fijarlas para investigar el terreno no debemos obsesionarnos por su utilidad anterior, sino colocarlas donde ayuden a conocer mejor la roca. Claro es que si ya se tiene una idea bastante concreta de la ubicación de la cortina, quizá puedan colocarse las galerías de forma que sirvan para un uso posterior.

En cualquier caso no hay que olvidar la existencia de las galerías de reconocimiento al hacer la obra y llenar el embalse, pues si aquellas no sirven para la obra definitiva, puede ocurrir que su efecto no sea indiferente si representan un camino de infiltración que abra una vía de agua, o facilitan la formación de presiones intersticiales, etc. Debe, pues, analizarse el efecto de las galerías abandonadas y, en consecuencia, despreocuparse de ellas (si son de efecto indiferente) o taponarlas, inyectarlas, etc.

Diremos que no deben escatimarse los medios para conocer lo mejor posible la constitución del terreno en que se asentara la cortina y el próximo a ella. Los ahorros en esto se pagan muy caros después y a veces muy pronto, solo un buen conocimiento de los datos – y entre ellos es fundamental el terreno- permite un buen proyecto y ejecución. La economía debe buscarse a través de una buena técnica (de proyecto y construcción) y no en la escasez de los datos.

Entre estos, los más seguros son las excavaciones. Como éstas son caras, han de complementarse con sondeos y prospecciones, organizando el conjunto de reconocimiento de forma que cada uno cumpla el ámbito de información de que sea capaz, sin pretender que un método inferior sustituya a otro superior en informaciones que no pueda dar, pero tampoco exagerando el uso de medios costosos para obtener datos que pueden suministrar otros más económicos.

En algunas grandes cortinas la longitud total de galerías y pozos (provisionales y definitivos) alcanza varios centenares de metros e incluso kilómetros, y los sondeos varias veces más. Las prospecciones eléctricas no se usan más que en ocasiones concretas, pero las sísmicas son casi obligadas para conocer las características elásticas del conjunto de un estribo de apoyo o ciertas zonas de él.

Toda esa información es muy útil para el proyecto, pero no deja de ser sobre puntos o zonas, por lo que, al hacer las excavaciones de los cimientos y estribos se encuentran a veces aspectos no previstos en puntos que han quedado fuera de los controlados. En ocasiones esto puede llevar a cambios en el proyecto, aunque normalmente no son sustanciales. La garantía del conocimiento del terreno será tanto mayor cuanto más cuidadosa e intensiva sea la prospección realizada, siendo los resultados más fiables los directos, o sea, las excavaciones. Por ello, algunos proponen realizar en una contratación previa las excavaciones definitivas de la cortina - con un proyecto previo - y, a la vista de estas completar el proyecto y la contratación definitiva de las obras de la cortina.

4.3 Ensayos in situ

Además del conocimiento del terreno a través de sondeos, excavaciones, etc. Hay casos en los que se precisa determinar la resistencia del cimiento. Los ensayos en laboratorio del material de cimentación sólo servirían para determinar la resistencia de la matriz de la roca, pero el conjunto de esta tiene características muy diferentes, pues siempre presenta planos de debilidad o intercalaciones y heterogeneidades. La diaclasación y estratificación son las formaciones más comunes; ambas dan planos de menor resistencia en una orientación dada (estratos) o en dos o tres (diaclasas). Los planos de debilidad pueden ser localizados, pero lo más general es que no se conozca su situación y si la existencia de ellos, sus orientaciones y quizá su separación estadística, dada la estructura de la roca.

El conjunto de la roca trabaja por ello de manera muy distinta a su matriz. En particular, interesa conocer la cohesión y el coeficiente de rozamiento en esos planos débiles, para calcular su resistencia a los esfuerzos paralelos a ellos. También puede interesar la resistencia a compresión normal a su orientación, ya que tanto las diaclasas como las juntas de estratificación suelen estar rellenas de materiales meteorizados más deformables, y la estratificación puede presentar capas alternativas de rocas de distinta índole y resistencia.

La resistencia a la compresión se mide por medio de placas, a las que se aplica una fuerza por medio de gatos hidráulicos. La prueba suele hacerse en una galería, para que el gato pueda apoyarse arriba y abajo.

La disposición general de los ensayos de resistencia tangencial (paralela a los planos ensayados) es la que se representa esquemáticamente en la figura siguiente. La muestra de roca se corta salvo su base, que es la sección de prueba, que se deja unida naturalmente al resto de la roca. En una cara lateral se aplica un gato inclinado con una componente

horizontal predominante; y otro gato vertical se aplica en la cara superior. El objeto de este sistema es medir el comportamiento de la muestra con diferentes proposiciones y magnitudes de las componentes horizontal y vertical, para hallar el coeficiente de rozamiento y la cohesión. Si la fuerza horizontal se diera con un gato horizontal, se produciría un momento que distorsionaría los resultados que se quiere obtener, que se refieren a esfuerzos normales y tangenciales puros; por eso se dispone el gato algo inclinado (aunque con predominio de la componente horizontal) de forma que su fuerza incida en el centro de la base, como la del gato vertical; las componentes verticales de ambos gatos se suman, y no hay momento. La inclinación del gato exige una pieza de apoyo *ad-hoc*, o dejar esa cara inclinada.

Regulando las fuerzas de los dos gatos y la proporción entre los componentes vertical y horizontal, pueden medirse los corrimientos y, finalmente, el resultado en rotura.

El dispositivo esquematizado de la figura anterior requiere algunos complementos para asegurar su eficacia: balancines en el apoyo de los gatos para asegurar su dirección a pesar de la deformación de la muestra, y otros detalles.

Estos ensayos son complejos y costosos, porque requieren obras y medios importantes, así como equipos especializados con experiencia para que las pruebas sean realmente útiles y fiables. Por eso solo se realiza en obras importantes o cuando el terreno presenta zonas de presunta gran debilidad..

CAPITULO 5. UTILIZACIÓN DEL CONCRETO EN CORTINAS

5.1 Fundamentos sobre el concreto

El concreto es básicamente una mezcla de dos componentes:

Agregado y pasta. La pasta, compuesta de Cemento Portland y agua, une a los agregados (arena y grava o piedra triturada) para formar una masa semejante a una roca pues la pasta endurece debido a la reacción química entre el Cemento y el agua.

Los agregados generalmente se dividen en dos grupos: finos y gruesos. Los agregados finos consisten en arenas naturales o manufacturadas con tamaños de partícula que pueden llegar hasta 10mm; los agregados gruesos son aquellos cuyas partículas se retienen en la malla No. 16 y pueden variar hasta 152 mm. El tamaño máximo de agregado que se emplea comúnmente es el de 19 mm o el de 25 mm.

La pasta esta compuesta de Cemento Portland, agua y aire atrapado o aire incluido intencionalmente. Ordinariamente, la pasta constituye del 25 al 40 % del volumen total del concreto. El volumen absoluto del Cemento esta comprendido usualmente entre el 7 y el 15 % y el agua entre el 14 y el 21 %. El contenido de aire y concretos con aire incluido puede llegar hasta el 8% del volumen del concreto, dependiendo del tamaño máximo del agregado grueso.

Como los agregados constituyen aproximadamente el 60 al 75 % del volumen total del concreto, su selección es importante. Los agregados deben consistir en partículas con

resistencia adecuada así como resistencias a condiciones de exposición a la intemperie y no deben contener materiales que pudieran causar deterioro del concreto. Para tener un uso eficiente de la pasta de cemento y agua, es deseable contar con una granulometría continua de tamaños de partículas.

La calidad del concreto depende en gran medida de la calidad de la pasta. En un concreto elaborado adecuadamente, cada partícula de agregado esta completamente cubierta con pasta y también todos los espacios entre partículas de agregado.

Para cualquier conjunto específico de materiales y de condiciones de curado, la cantidad de concreto endurecido esta determinada por la cantidad de agua utilizada en la relación con la cantidad de Cemento. A continuación se presenta algunas ventajas que se obtienen al reducir el contenido de agua:

Se incrementa la resistencia a la compresión y a la flexión.

Se tiene menor permeabilidad, y por ende mayor hermeticidad y menor absorción.

Se incrementa la resistencia al intemperismo.

Se logra una mejor unión entre capas sucesivas y entre el concreto y el esfuerzo.

Se reducen las tendencias de agrietamientos por contracción.

Entre menos agua se utilice, se tendrá una mejor calidad de concreto - a condición que se pueda consolidar adecuadamente. Menores cantidades de agua de mezclado resultan en mezclas mas rígidas; pero con vibración, a un las mezclas mas rígidas pueden ser empleadas. Para una calidad dada de concreto, las mezclas más rígidas son las más económicas. Por lo tanto, la consolidación del concreto por vibración permite una mejora en la calidad del concreto y en la economía.

Las propiedades del concreto en estado fresco (plástico) y endurecido, se puede modificar agregando aditivos al concreto, usualmente en forma líquida, durante su dosificación. Los aditivos se usan comúnmente para (1) ajustar el tiempo de fraguado o endurecimiento, (2) reducir la demanda de agua, (3) aumentar la trabajabilidad, (4) incluir intencionalmente aire, y (5) ajustar otras propiedades del concreto.

Después de un proporcionamiento adecuado, así como, dosificación, mezclado, colocación, consolidación, acabado, y curado, el concreto endurecido se transforma en un material de construcción resistente, no combustible, durable, resistencia al desgaste y prácticamente impermeable que requiere poco o nulo mantenimiento. El concreto también es un excelente material de construcción porque puede moldearse en una gran variedad de formas, colores y texturizados para ser usado en un numero ilimitado de aplicaciones.

Su volumen bruto permanece casi inalterado, pero el concreto endurecido contiene poros llenos de agua y aire, mismos que no tienen resistencia alguna. La resistencia esta en la parte sólida de la pasta, en su mayoría en el hidrato de silicato de calcio y en las fases cristalinas.

Entre menos porosa sea la pasta de cemento, mucho mas resistente es el concreto. Por lo tanto, cuando se mezcle el concreto no se debe usar una cantidad mayor de agua que la absolutamente necesaria para fabricar un concreto plástico y trabajable. A un entonces, el agua empleada es usualmente mayor que la que se requiere para la completa hidratación del cemento. La relación mínima Agua - Cemento (en peso) para la hidratación total es aproximadamente de 0.22 a 0.25.

El conocimiento de la cantidad de calor liberan do a medida de que el cemento se hidrato puede ser útil para planear la construcción. En invierno, el calor de hidratación ayudara a proteger el concreto contra el daño provocado por temperaturas de congelación. Sin embargo, el calor puede ser en estructuras masivas, tales como presas, porque puede producir esfuerzos indeseables al enfriarse luego de endurecer. El cemento Portland tipo 1 un poco mas de la mitad de su calor total de hidratación en tres días. El cemento tipo 3, de alta resistencia temprana, libera aproximadamente el mismo porcentaje de su calor en mucho menos de tres días.

El cemento tipo 2, un cemento de calor moderado, libera menos calor total que los otros y deben pasar mas de tres días para que se libere únicamente la mitad de ese calor. El uso de cemento tipo 4, cemento Portland de bajo calor de hidratación, se debe de tomar en consideración donde sea de importancia fundamental contar con un bajo calor de hidratación.

Es importante conocer la velocidad de reacción entre el cemento y el agua porque la velocidad de terminada el tiempo de fraguado y de endurecimiento. La reacción inicial debe ser suficientemente lenta para que conceda tiempo al transporte y colocación del concreto. Sin embargo, una vez que el concreto ha sido colocado y terminado, es deseable tener un endurecimiento rápido. El yeso, que es adicionado en el molino de cemento durante la molienda del Clinker, actúa como regulador de la velocidad inicial de hidratación del cemento Portland. Otros factores que influyen en la velocidad de hidratación incluyen la finura de molienda, los aditivos, la cantidad de agua adicionada y la temperatura de los materiales en el momento del mezclado.

5.2 Agregados para el concreto

La mayor parte de los factores que influyen en la bondad de los depósitos de agregados se relacionan a la historia geológica de la región. Estos factores incluyen el tamaño, forma y ubicación del depósito, espesor y carácter de despalmes; tipos y condiciones de la roca; granulometría, grado de redondez y uniformidad de las partículas de los agregados, y el nivel freático.

Deben explorarse los depósitos más prometedores y tomarse muestras por medio de sondeos, pozos de prueba o zanjas y determinarse la bondad de los agregados. Si el banco de tierra tiene humedad natural menor que la óptima determinada con la energía por unidad de volumen adecuada al equipo de compactación especificado o disponible, es

necesario incrementarla mediante riego de inundación o de aspersión. El primero es aplicable, previo arado a la superficie si ésta es prácticamente horizontal; el segundo sistema puede realizarse en terrenos de ladera, despalmados y roturados.

5.3 Primer llenado

Durante el llenado inicial y el primer año de operación, es necesario hacer visitas periódicas para observar posibles filtraciones a través del bordo y la cimentación, así como realizar mediciones de asentamiento y desplazamiento. Si las fugas de agua son importantes, deben encausarse y aforarlas con vertedores triangulares, llevando un registro de caudales, color del agua y arrastre de finos. Si la obra no muestra un funcionamiento imprevisto después del llenado inicial y durante el primer año de vida deben realizarse por lo menos dos visitas al año: una, al terminar el período de sequía o cuando el vaso está vacío y la otra a embalse lleno y, si es posible cuando se derrame el vertedor. En la visitas se efectuaran nivelaciones y medidas de colimación, inspeccionándose la corona y los taludes para localizar grietas, movimientos de la protección de aguas arriba y erosiones a pie de vertedor.

5.4 Concreto endurecido

El aumento de resistencia continuara con la edad mientras este presente algo de cemento sin hidratar, a condición de que el concreto permanezca húmedo o tenga una humedad relativa superior a aproximadamente el 80% y permanezca favorable la temperatura del concreto. Cuando la humedad relativa dentro del concreto cae aproximadamente al 80% o la temperatura del concreto desciende por debajo del punto de congelación, la hidratación y el aumento de resistencia virtualmente se detiene.

Si se vuelve a saturar el concreto luego de un periodo de secado, la hidratación se reanuda y la resistencia vuelve a aumentar. Sin embargo lo mejor es aplicar el curado húmedo al concreto de manera continua desde el momento en que se ha colocado hasta cuando haya alcanzado la calidad deseada debido a que el concreto es difícil de restaurar.

El concreto ni endurece ni se cura con el secado. El concreto (o de manera precisa, el cemento en el contenido) requiere de humedad para hidratarse y endurecer. El secado del concreto únicamente esta relacionado con la hidratación y el endurecimiento de manera indirecta. Al secarse el concreto, deja de ganar resistencia; el hecho de que este seco, no es indicación de que haya experimentado la suficiente hidratación para lograr las propiedades físicas deseadas.

El conocimiento de la velocidad de secado es útil para comprender las propiedades o la condición física del concreto. Por ejemplo, tal como se menciona, el concreto debe seguir reteniendo suficiente humedad durante todo el periodo de curado para que el cemento pueda hidratarse. El concreto recién colado tiene agua abundante, pero a medida de que el secado progresa desde la superficie hacia el interior, el aumento de resistencia continuara a

cada profundidad únicamente mientras la humedad relativa en ese punto se mantenga por encima del 80%.

La superficie de un piso de concreto que no a tenido suficiente curado húmedo es una muestra común. Debido a que se seca rápidamente, el concreto de la superficie es débil y se produce descascaramiento en partículas finas provocado por el tránsito. Asimismo, el concreto se contrae al, secarse, del mismo modo que lo hacen la madera, papel y la arcilla (aunque no tanto). La contracción por secado es una causa fundamental de agrietamiento, y le ancho de las grietas es función del grado del secado.

En tanto que la superficie del concreto se seca rápidamente, al concreto en el interior le lleva mucho mas tiempo secarse.

Luego de 114 días de secado natural el concreto aun se encuentra muy húmedo en su interior y que se requiere de 850 días para que la humedad relativa en el concreto descendiera al 50%.

El contenido de humedad en elementos delgados de concreto que han sido secados al aire con una humedad relativa de 50% a 90% durante varios meses es de 1% a 2% en peso del concreto, del contenido original de agua, de las condiciones de secado y del tamaño del elemento de concreto.

El tamaño y la forma de un miembro de concreto mantiene una relación importante como la velocidad de secado. Los elementos del concreto de gran área superficial en relación a su volumen (tales como losas de piso) se secan con mucho mayor rapidez que los grandes volúmenes de concreto con áreas superficiales relativamente pequeñas (tales como los estribos de puentes).

Muchas otras propiedades del concreto endurecido se ven también afectadas por su contenido de humedad; en ellas incluye la elasticidad, flujo plástico, valor de aislamiento, resistencia al fuego, resistencia al desgaste, conductividad eléctrica, durabilidad.

5.5 Resistencia

La resistencia a la compresión se puede definir como la máxima resistencia medida de un espécimen de concreto o de mortero a carga axial. Generalmente se expresa en kilogramos por centímetro cuadrado (Kg. /cm^2) a una edad de 28 días se le designe con el símbolo $f' c$. Para de terminar la resistencia a la compresión, se realizan pruebas especimenes de mortero o de concreto; en los Estados Unidos, a menos de que se especifique de otra manera, los ensayos a compresión de mortero se realizan sobre cubos de 5 cm. en tanto que los ensayos a compresión del concreto se efectúan sobre cilindros que miden 15 cm. de diámetro y 30 cm. de altura.

La resistencia del concreto a la compresión es una propiedad física fundamental, y es frecuentemente empleada en los cálculos para el diseño de puentes, de edificios y otras estructuras. El concreto de uso generalizado tiene una resistencia a la compresión entre 210 y 350 kg/cm cuadrado. Un concreto de alta resistencia tiene una resistencia a la compresión de cuando menos 420 kg/cm cuadrado. Resistencia de 1,400 Kg. /cm. cuadrado se ha llegado a utilizar en aplicaciones de construcción.

La resistencia a la flexión del concreto se utiliza generalmente al diseñar pavimentos y otras losas sobre el terreno. La resistencia a la compresión se puede utilizar como índice de la resistencia a la flexión, una vez que entre ellas se ha establecido la relación empírica para los materiales y el tamaño del elemento en cuestión. La resistencia a la flexión, también llamada módulo de ruptura, para un concreto de peso normal se aproxima a menudo de 1.99 a 2.65 veces el valor de la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión.

El valor de la resistencia a la tensión del concreto es aproximadamente de 8% a 12% de su resistencia a compresión y a menudo se estima como 1.33 a 1.99 veces la raíz cuadrada de la resistencia a compresión.

La resistencia a la torsión para el concreto está relacionada con el módulo de ruptura y con las dimensiones del elemento de concreto.

La resistencia al cortante del concreto puede variar desde el 35% al 80% de la resistencia a compresión. La correlación existe entre la resistencia a la compresión y resistencia a flexión, tensión, torsión, y cortante, de acuerdo a los componentes del concreto y al medio ambiente en que se encuentre.

El módulo de elasticidad, denotando por medio del símbolo E, se puede definir como la relación del esfuerzo normal a la deformación correspondiente para esfuerzos de tensión o de compresión por debajo del límite de proporcionalidad de un material. Para concretos de peso normal, E fluctúa entre 140,600 y 422,000 Kg. /cm. cuadrado, y se puede aproximar como 15,100 veces el valor de la raíz cuadrada de la resistencia a compresión. Los principales factores que afectan a la resistencia son la relación Agua - Cemento y la edad, o el grado a que haya progresado la hidratación. Estos factores también afectan a la resistencia a flexión y a tensión, así como a la adherencia del concreto con el acero.

Las relaciones Edad - Resistencia a compresión. Cuando se requiera de valores más precisos para el concreto se deberán desarrollar curvas para los materiales específicos y para las proporciones de mezclado que se utilicen en el trabajo.

Para una trabajabilidad y una cantidad de cemento dado, el concreto con aire incluido necesita menos agua de mezclado que el concreto sin aire incluido. La menor relación Agua - Cemento que es posible lograr en un concreto con aire incluido tiende a compensar las resistencias mínimas inferiores del concreto con aire incluido, particularmente en mezclas con contenidos de cemento pobres e intermedios.

5.6 ¿Qué son las Juntas?

El concreto se expande y se contrae con los cambios de humedad y de temperatura. La tendencia general es a contraerse y esto causa el agrietamiento a edad temprana. Las grietas irregulares son feas y difíciles de manejar, pero generalmente no afectan la integridad del concreto. Las juntas son simplemente grietas planificadas previamente. Las juntas en las losas de concreto pueden ser creadas mediante moldes, herramientas, aserrado y con la colocación de formadores de juntas.

Algunas formas de juntas son:

Juntas de contracción. Que pretenden crear planos débiles en el concreto y regular la ubicación de grietas que se formaran como resultados de cambios dimensionales.

Juntas de aislamiento y expansión. Que separan o aíslan las losas de otras partes de la estructura, tales como paredes, cimientos, o columnas, así como las vías de acceso y los patios, de las aceras, las losas de garaje, las escaleras, luminarias y otros puntos de restricción. Ellas permiten los movimientos independientes verticales y horizontales entre las partes adjuntas de la estructura y ayudan a minimizar las grietas cuando estos movimientos están restringidos.

Juntas de construcción. Son superficies donde se encuentran dos vaciados (vertidos) sucesivos de concreto. Ellas se realizan por lo general al final del día de trabajo, pero pueden ser requeridas cuando el vaciado es paralizado por un tiempo mayor que el tiempo de fraguado inicial del concreto. En las losas ellas pueden ser diseñadas para permitir el movimiento y/o para transferir cargas. La ubicación de las juntas de construcción debe ser planificada. Puede ser deseable lograr la adherencia y la continuidad del refuerzo a través de una junta de construcción.

5.7 ¿Por que se construyen las juntas?

Las grietas en el concreto no se pueden prever completamente, pero pueden ser controladas y minimizadas mediante juntas adecuadamente diseñadas. El concreto se agrieta porque:

El concreto es frágil frente a cargas de tracción y por lo tanto, si su tendencia natural a retraerse es restringida, pueden desarrollarse esfuerzos de tracción que excedan su resistencia a esta fuerza, dando como resultado el agrietamiento.

A edades tempranas, antes de que el concreto se seque, la mayoría de las grietas son causadas por cambios de temperatura o por la ligera contracción que tiene lugar cuando el concreto fragua y endurece. Mas tarde, cuando el concreto se seca, el se retraerá adicionalmente y cualquier grieta adicional puede formarse o las grietas preexistentes pueden hacerse mas anchas.

Las juntas atenúan las tensiones de tracción, son fáciles de manejar y son menos objetables que las grietas descontroladas e irregulares.

5.8 Conclusión

Aunque desde los primeros casos del concreto siempre hubo interés por su durabilidad fue en las últimas décadas cuando adquirió mayor relevancia por las erogaciones requeridas para dar mantenimiento a las numerosas estructuras que se deterioraron prematuramente. Durante algún tiempo, este problema se asocio principalmente con los efectos dañinos al resultar de los ciclo de congelación y deshielo del concreto, por lo cual no se le considero la debida importancia en las regiones que por su situación geográficos no experimenta clima invernal severo.

La moderna tecnología del concreto exige que la estructura del concreto resulte tan resistente como se desee y que a la vez soporte las condiciones de exposición y servicios a la que severa sometido durante su vida útil.

Para lograr lo anterior se requiere de los conocimientos del comportamiento de todos los ingredientes que interviene en el concreto y su correcta dosificación.

CAPITULO 6. EJEMPLO DE ESTABILIDAD DE UNA CORTINA TIPO CONCRETO GRAVEDAD

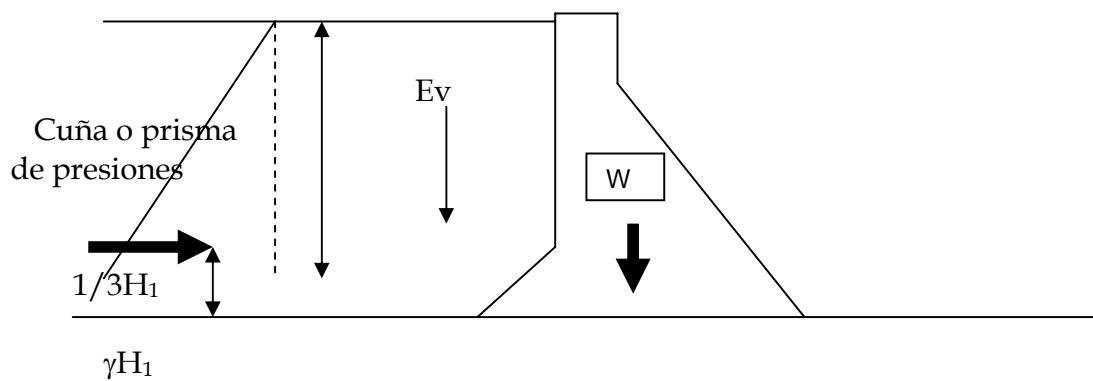
6.1 Análisis de estabilidad

Fuerzas actuantes, F_x, F_y

Diagrama de cuerpo libre

Resultante $R_x = \sum F_x = 0$ $R_y = \sum F_y = 0$

Localización de la R, $\sum M_o = 0 + \rightarrow$



Empuje del agua
-empuje hidrostático

$$E_H = (\gamma H_1 H_1 / 2) \times b = (\gamma H_1 / 2) \times b$$

$$E_H = \gamma Z_{GA} = \gamma H_1 / 2 \times H_1 b = (\gamma H_1^2 / 2) \times b \dots\dots \text{Ec. General}$$

-empuje vertical de la cuña de agua

$$E_V = \gamma V_{\text{CUÑA}} \text{ (actúa en el centro de gravedad del trapecio)}$$

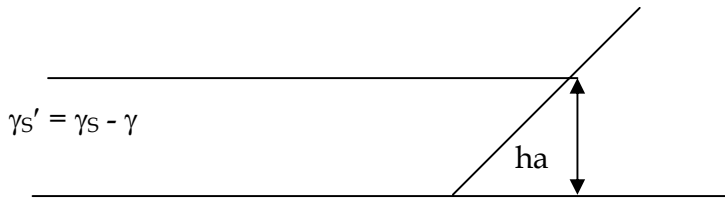
Peso de la cortina

-mampostería $\gamma_{\text{ma}} = 2.2 \text{ TON/m}^3$

-concreto $\gamma_{\text{con}} = 2.4 \text{ a } 2.5 \text{ TON/m}^3$

$$w = \gamma_{\text{material}} V_{\text{cortina}} \text{ (actúa en el centro de gravedad de la figura)}$$

Empuje de azolve



Empuje de tierras de Rankine [Ea]

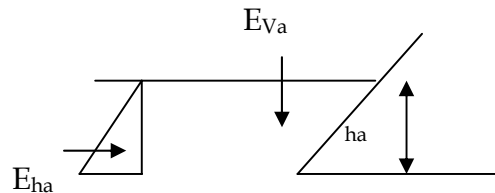
Ea = empuje del azolve

$$\text{Rankine } E_a = (\gamma_s' ha^2 / 2) (1 - \text{sen}\phi / 1 + \text{sen}\phi)$$

$$E_{ha} = (\gamma_s' ha^2 / 2) \quad \gamma_s' = 0.36 \text{ TON/m}^3$$

$$E_{va} = \gamma_s' V \quad \gamma_s' = 0.92 \text{ TON/m}^3$$

$$\gamma_s' = \gamma_s - \gamma$$



Sismo

-dentro de la estructura

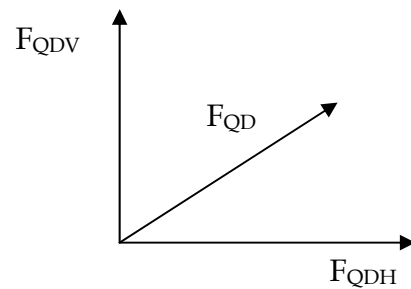
$$F_{QD} = W\alpha$$

$$\alpha = a/g \quad a = \text{aceleración del sismo}$$

Horizontal $a = 1/10 g$

Vertical $a = 1/10 g$

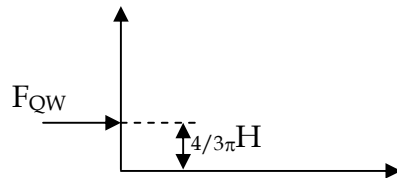
F_{QD} = actúa en el centro de gravedad de la cortina



-debida al movimiento de la masa de agua

$$F_{QD} = s/g \gamma H^2 \alpha_1$$

α_1 = coeficiente de sismicidad



De acuerdo con la información disponible se ha estructurado la sección de la cortina de concreto, con una altura de 20 metros, desde el desplante de la cimentación. Las características generales de la sección de la cortina, se muestran en la figura 2.9 y 2.10

6.2 Estabilidad de la cortina

Los tres factores que atentan contra la estabilidad de una cortina de gravedad son:

- i. El vuelco
- ii. El deslizamiento
- iii. Los esfuerzos excesivos

- i. El vuelco

Bajo la acción de las fuerzas externas las cortinas de gravedad tienden a girar alrededor de su pie. Evidentemente antes de que la cortina llegara a voltearse como cuerpo rígido, tendrían que haber fallado sus materiales por tensión en el talón o por aplastamiento en el pie.

- ii. El deslizamiento

La fuerza horizontal $\sum H$, tiende a desplazar en dirección horizontal a la cortina, las fuerzas resistentes son las producidas por la fricción y por la resistencia al corte del concreto o la cimentación. Obviamente, antes que la cortina deslizara como cuerpo rígido, habrían fallados sus materiales (o la liga con la cimentación, o ésta última) por esfuerzo cortante.

- iii. Esfuerzos excesivos

Como hemos visto, la falla de la estabilidad de la estructura irá asociada siempre a la ruptura de sus materiales por esfuerzos excesivos, por lo que nuestra atención debe enfocarse a mantenerlos dentro de límites aceptables.

De acuerdo con lo anterior, el diagrama de esfuerzos arroja que el empuje del agua sería

$$E_h = \gamma_a H^2/2$$

El peso de la obra sería:

$$W = \gamma_m V$$

Y para tener un diagrama de esfuerzos sin tensiones, el momento flexionante será:

$$M_f = E_h D_E - W D_w$$

En donde:

E_h Empuje del agua

W Peso de la cortina

D_E Distancia al centro de gravedad G

D_w Distancia de W al centro de gravedad G

M_f Momento flexionante

De donde se obtiene:

$$\sigma_t = H/k^2 (1 - \gamma_m k^2/2) \text{ y}$$

$$\sigma_c = \gamma_m H/2$$

Para que la tensión sea cero, entonces σ_t y σ_c deben igualarse y la resultante es:

$$k = e / \gamma_m$$

γ_m en ton/m³

Si γ_m de mampostería es 2.2 ton/m³, se tendría que el talud mínimo aceptable sería 0.67.

6.3 Subpresión

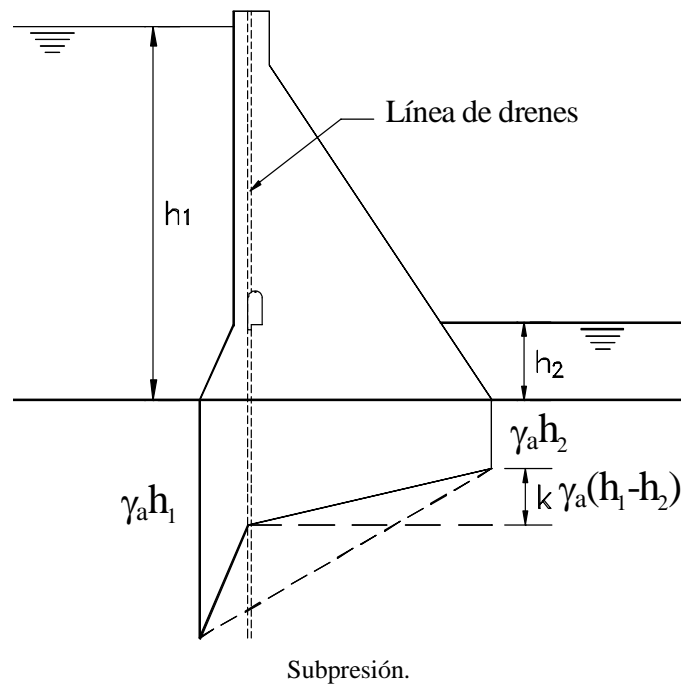
La subpresión se calcula subdividiendo el diagrama de subpresiones en figuras simples y trabajando con las componentes que así se obtienen. Los niveles de agua aguas arriba y aguas abajo de la cortina, para determinar el diagrama de subpresiones, deben ser acordes con la combinación de cargas que se esté analizando.

En el caso de existir una línea de drenes, el factor de reducción de la subpresión "k", será de 0.25.

La reducción de la subpresión se calcula con la siguiente expresión:

$$k\gamma_a(h_1-h_2)$$

donde h_1 y h_2 es la carga de agua aguas arriba y aguas abajo respectivamente de la cortina (ver fig. 2.9).



De acuerdo con la información específica de esta cortina de ejemplo, $h_1=20$ m, $h_2=0$, por lo que la subpresión será $1(20)= 20$ ton/m², y en caso de existir drenes, se tendría $20 \cdot 0.25= 5$ ton/m².

6.4 Empuje de azolves

Los azolves que acarrea la corriente se depositan en el vaso y ejercen empujes en el paramento agua arriba de la cortina, que son mayores que los empujes hidrostáticos.

Cuando el paramento aguas arriba tiene algún talud, el empuje horizontal D_h será producido por el suelo y el empuje vertical D_v será el peso del mismo (peso de la cuña con $\gamma' = 0.92$ ton/m³).

La forma de calcular el empuje horizontal (empuje activo según Rankine), es la siguiente:

$$Dh = \frac{\gamma' h_d^2}{2} \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

donde:

γ' peso del material sumergido.
 ϕ ángulo de fricción interna.
 h_d profundidad de la capacidad de azolves.

Para diseños preliminares se empleará:

$$Dh = \frac{\gamma' h_d^2}{2}$$

donde $\gamma' = 0.36 \text{ ton/m}^3$.

De aquí se obtiene:

$$Dh = \frac{\gamma' h_d^2}{2}$$

$$D_h = 0.36 (20)^2 / 2 = 72 \text{ ton-m}$$

6.5 Sismo

En el método convencional de análisis de una cortina de gravedad se utilizará un procedimiento pseudoestático de cálculo sísmico. Así, en el cuerpo de la cortina se consideran fuerzas horizontales correspondientes a cada figura en que se haya subdividido la sección para el cálculo del peso propio (Ti). Estas fuerzas se valuarán aplicando el factor o coeficiente sísmico a los pesos respectivos, y se supondrán actuando en el centro de gravedad de cada parte de la sección de la cortina y en el sentido más desfavorable (fig. 2.10).

El coeficiente sísmico λ será el λ_0 (coeficiente sísmico regional) que corresponda a la región sísmica (véase las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo) en que se ubicará la presa, $\lambda_0=1.5^1$, afectado de un factor de 1.33 para tomar en cuenta la magnitud relativa de los daños en caso de falla por sismo.

Por otra parte, debe adicionarse el efecto del sismo en el agua embalsada (fig. 2.10). Este se calcula como una fuerza horizontal resultante de la parábola de Westergaard con las consideraciones de Zangar (U.S.B.R.) que se resumen en las fórmulas siguientes:

¹ CFE, IIE, Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, 1993

$$T_a = \alpha \frac{C_m}{2} \gamma_a \lambda H_a^2 \sec \theta$$

$$Z_{T_a} = \beta h_a$$

donde:

T_a fuerza por sismo en el agua.

α coeficiente en función de h_a/H_a (Tabla 2.1).

C_m coeficiente en función del paramento aguas arriba (Tabla 2.2).

λ coeficiente sísmico de diseño.

H_a profundidad de la cimentación de la cortina.

θ ángulo de inclinación del paramento de aguas arriba con la vertical.

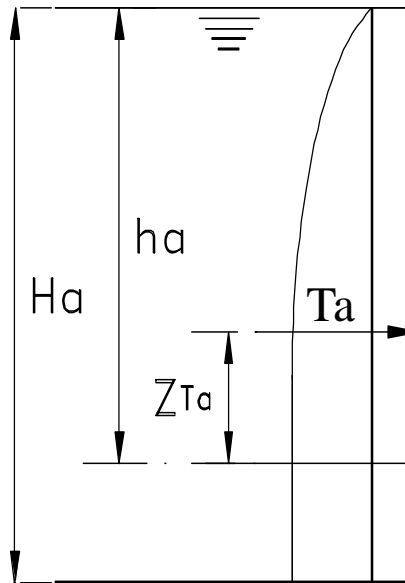
Z_{T_a} altura de la línea de acción de T_a sobre el plano de análisis.

β coeficiente en función de h_a/H_a (ver tabla 2-1).

h_a profundidad del plano de análisis.

Tabla

h_a / H_a	α	β
0.0	0.0	0.389
0.1	0.04	0.385
0.2	0.11	0.384
0.3	0.22	0.384
0.4	0.35	0.384
0.5	0.51	0.385
0.6	0.68	0.387
0.7	0.87	0.390
0.8	1.06	0.394
0.9	1.24	0.397
1.0	1.44	0.402



Para el caso de este ejemplo, $h_a=17$, $H=20$ y por consiguiente $\alpha = 1.15$ y $\beta= .3955$; mientras que $\lambda = 1.995$, con lo que los valores resultantes son:

$$T_a = 167.9 \text{ ton-m}$$

$$Z_{T_a} = 6.79 \text{ m}$$

θ	C_m
0	0.73
10	0.67
20	0.61
30	0.54
40	0.46
50	0.38
60	0.29
70	0.21
80	0.11
90	0

CAPITULO 7. EJEMPLO DE ATAGUÍAS Y TIPO DE CIERRE DE UNA CORTINA TIPO CONCRETO GRAVEDAD

7.1 Tajo de desvío y ataguías

7.1.1 Condiciones geológicas

El desvío se hizo a través de un canal abierto, excavado en la margen derecha, y separado del cauce por un muro de concreto tipo gravedad. Las condiciones geológicas se determinaron previamente y durante la excavación con base en levantamientos geológicos, geofísicos y 14 barrenos (I al XIV) entre el canal y el río.

Litología

Los primeros 430 m lineales de excavación se realizaron en roca metamórfica llamada corneana, la cual se presento de color gris a rojo parduzco, en superficie fresca es gris verdoso, es compacta y de textura piroclástica; la alteración principal es la hematización, epidotización y cloritización. El fracturamiento es abundante, sellado con calcita cuyos planos son superficies lisas.

Los 14 barrenos que se perforaron entre el canal y el río antes de la excavación de este, fueron para investigar las condiciones geológicas del muro y estos mostraron los 4 m superficiales tenían un RQD = 0, los siguientes 10 m tenían un RQD < 50%, con variación de 10 a 45%, lo que indico que se trataba de una roca de mala a muy mala calidad,

principalmente en la cercanía de fallas. A mayor profundidad el RQD varió entre 65 y 80%, es decir, la roca era de buena a regular calidad.

El resto de la excavación, a partir de la falla corneana-granito, se realizó en granito, el cual se presentó con un buen grado de compactación como roca intacta y a profundidad. Superficialmente, en ciertos lugares, se encontró con un avanzado grado de alteración con espesor de 5 a 7 m y en algunos sitios hasta 15 m, delimitados por planos de exfoliación paralelos a la pendiente natural del terreno; en la zona de casa de máquinas se observó que estas capas de granito alterado se encuentran básicamente en el contacto con el material de talud.

No obstante que la masa granítica da el aspecto de un material de excelente calidad, se observó un intenso microfracturamiento y microfalleamiento, lo cual ocasiona que la roca en algunos lugares se disgregue con facilidad y tenga una menor calidad que la que aparenta; esta es una característica general del granito en ambos márgenes.

Las mismas perforaciones previas el desvío mostraron que en el granito, el espesor de roca con un RQD = 0 era en general de 1.5 m con algunas zonas donde se profundizaba hasta 6.4 m; el espesor de roca con un RQD < 50% variaba de 3 a 6.5 m y de ahí a más profundidad aumentaba de 75 a 95% esta roca se clasificó como de buena a excelente calidad.

Estudios geofísicos

Mediante estudios geofísicos para la sección del eje del canal se obtuvo un modelo de dos capas, cada una con características elásticas diferentes; la primera se asoció a una roca fracturada de mala a regular calidad, que transmitió la onda compresional a velocidades que fueron de 1500 a 2300 m/s y con espesores de 3 a 13 m, estos se incrementaron hasta 20 m en la roca corneana, sobre todo en las cercanías de las fallas.

Por debajo de esta capa se detectaron velocidades de transmisión de onda compresional de 3500 a 5000 m/s, las cuales fueron indicativas de una roca compacta de excelente calidad.

Fallas geológicas

Con la excavación del tajo de desvío se descubrieron siete discontinuidades geológicas importantes entre las que destaca la falla corneana-granito, la cual marca el contacto entre dos rocas diferentes: metamórfica (corneana) e intrusiva (granito). La falla corneana-granito presenta una zona de afectación de 2.5 m con una franja de 20 cm de arcilla roja; el resto de las discontinuidades presenta menor espesor de roca afectada con sus planos ondulados, rugosos y sin relleno con algunas costras.

Falla	Ubicación	Rumbo y echado	Características
Corneana-granito	cad 0+432 cota 155	N15W70NE	Zona de falla hasta de 2.5 m y 20 cm de arcilla
F-13	cad 0+605 cota 155	N67W86	Presenta alabeo y algo de alteración
F-12	cad 0+620 cota 150	N45W75NE	Presenta estrías verticales y alteración
F-11	cad 0+660 cota 150	N30W80	Tiene una costra de alteración y estrías
F-3	cad 0+780 cota 200	N20E87SE	Presenta una capa de alteración sin relleno
F-3 BIS	cad 0+790 cota 200	N20E85SE	Presenta una capa de alteración sin relleno
F-4	cad 0+830 cota 150	N12E50SE	Con 4 cm de arcilla roja

Características de las discontinuidades.

Fracturamiento

En la roca corneana predominaron cuatro sistemas de fracturas, dos principales (“ α ” y “ γ ”) y dos secundarias: el “ α ” tiene un rumbo variable de N60°E a N70°E con inclinación de 80 a 85° NW; el “ γ ”, rumbo N20°E con 70° al NW y las secundarias se orientan N-S/80°E y N60°W/30°SW.

Como la roca corneana está más fracturada y meteorizada, la Comisión indico colocar anclas, malla y concreto lanzado donde existían fallas. Bloques o cuñas inestables; ordeno que deberían hacer los estudios de geología, ingeniería y mecánica de rocas, para diseñar el soporte apropiado.

También se indico desplazar hacia aguas abajo y hacia el río la entrada del canal de desvío para evitar mayores excavaciones de la ladera derecha, y alejarse un poco más de la zona alterada, teniendo como consecuencia la obtención de un canal más corto.

Para determinar la orientación preferencial de discontinuidades en el granito, se midieron y analizaron 1446 fracturas en la excavación del desvío y en sus vecindades, con las que se determinaron dos sistemas definidos de fracturas, uno llamado “ α ” (por su orientación similar al de la roca corneana) con rumbo que varía de N62°E a N74°E y con inclinación variable de 54 a 62° al NW; y el otro llamado “ β ” de rumbo N25°W a N28°W con inclinación de 82 a 88° hacia el NE.

Aunque la roca granítica expuesta en los taludes del canal de desvío parece dura y maciza, tiene de dos a cuatro familias de fracturas que forman bloques o cuñas de roca que caen

con las voladuras o después de estas, por lo que la Comisión indicó colocar anclaje selectivo.

Se pudo determinar que toda la pared izquierda del canal de desvío en Genaro fue más crítica porque la roca expuesta estaba más cerca de la superficie y por lo tanto más meteorizada y descomprimida. Al considerar que era la que llevaba la pared divisora de concreto, la Comisión ordenó colocar una línea de anclas horizontales donde así se requiera, para dar más resistencia a la cimentación de la pared de concreto; además, todos los cortes llevarían el tratamiento normal, y si la roca era muy mala, se tenía que bajar la cota de cimentación de la pared de concreto.

7.1.2 Aspectos geotécnicos

Tajo de desvío

El canal de desvío se excavó en roca dura y maciza; en general, la roca entre las elevaciones 180 y 170 corresponde a un tucuruquay y a un granito alterado muy fracturado. Por debajo de la elevación 170 la alteración del granito desaparece en gran parte.

Del estudio geológico se determinaron bloques asociados a familias de discontinuidades que fueron tratados oportunamente; por lo anterior, se llevó a cabo un estudio encaminado a garantizar la estabilidad de los muros del desvío y principalmente el del muro divisorio a casa de máquinas.

La Comisión realizó el estudio geológico y geotécnico que se describe a continuación.

La zona más delicada correspondió al muro divisorio de roca entre el canal de desvío y la casa de máquinas; este sitio se estudió y evaluó con la finalidad de garantizar su estabilidad.

El estudio se basó en la geometría descrita a continuación.

Ancho de corona	13 m
Base de roca hasta la elevación 150 (piso)	25 m
Altura desde la corona hasta el piso del canal de desvío	30 m
Altura desde la corona hasta el piso de casa de máquinas	51 m

Asimismo, dicho estudio tuvo como base las solicitaciones de operación siguientes.

- Superficie de falla por dos planos lisos existentes.
- Análisis de esfuerzos en función del tránsito de avenidas con 4000 y 85000 m³/s.
- Ángulo de fricción interna.
- Cohesión nula.
- Factor de seguridad aplicable: 1.3.

Para el análisis se consideraron planos de fracturas orientadas hacia el desvío con echados de 55° (frecuencias de 5.5%), planos orientados hacia la casa de maquinas con echados de 65° a 72° (frecuencias de 0.7 a 2%), por lo cual resulto el soporte adecuado para las distintas consideraciones de carga.

El resultado del análisis para estabilizar el muro divisorio de roca requirió para la carga de trabajo los siguientes valores.

Tránsito de avenidas (m ³ /s)	Ángulo de fricción
4000	41° a 48°
4001	43° a 53°

De no haberse atendido oportunamente este sitio, seguramente la falla ocurriría aun con caudales más reducidos, debido a las numerosas discontinuidades en el pilar de roca.

Tratamientos.

Trabajos selectivos

Las zonas densamente fracturadas, alteradas y meteorizadas se protegieron con mortero lanzado y algunas veces con malla.

En los cadenamientos 0+670 y 0+800 se localizaron des zonas bajas de roca por debajo de la elevación 180, sitios que tuvieron que restituirse con concreto hidráulico.

En la pared izquierda del canal de entrada la roca expuesta se apreció muy intemperizada y suelta; en este lugar se colocaron anclas verticales de fricción de 38.1 mm (1 ½") de diámetro y 9 m de longitud, las cuales se localizaron a 2 m de distancia del hombro sobre la banqueta del canal a la elevación 180.

Para los posibles trabajos de reparación se construyó un camino en rampa desde la ataguía de aguas arriba hasta el canal de desvío, con el objeto de tener un acceso rápido en caso de un posible caído debido a la mala calidad de la roca en el lado derecho del canal.

Trabajos sistemáticos

El resultado del estudio de estabilidad determino algunos tratamientos en el muro divisorio

-Concreto lanzado

Del cadenamamiento 0+630 al 0+820 y entre las elevaciones 180 y 160, el talud se protegió con concreto lanzado de 15 cm de espesor, con malla E88 1010 (8"x8"x1/8") fijada al anclaje proyectado y al adicional.

-Anclajes

Anclaje de fricción adicional de 2.5 cm (1") de diámetro y 3 m de longitud; se localizó intermedio al anclaje de proyecto con la finalidad de fijar la malla electrosoldada.

Anclas de tensión Dywidag de 38.1 mm (1½") de diámetro, en patrón de 4x4 m, colocadas a partir de la elevación 178 y de longitud variable como se indica:

Elevación m.s.n.m.	Longitud (m)	Cantidad (pza)
178	11	45
174	12	45
170	13	44
166	14	44
162	15	43
158	16	45
154	17	45
150	18	41

Estas anclas de tensión cruzaron de lado a lado el muro divisorio de roca y se tensaron al 85% de la capacidad de diseño.

-Drenajes

Drenes largos de 57.1 mm (2¼") de diámetro y 4 m de longitud; en total se construyeron 84 drenes largos.

Drenes cortos en las áreas protegidas con concreto lanzado; se perforaron drenes de 20 cm de longitud, que permitieron desalojar el agua acumulada en la membrana de concreto lanzado.

En el talud de la obra de generación (desde la rampa hasta el desfogue, excepto la casa de máquinas) que colinda con el desvío, el tratamiento consistió en:

-Anclas de fricción entre las elevaciones 178 y 165, de 38.1 mm (1½") de diámetro en patrón de 8x8 m, con inclinación de 15° descendente.

-Anclas de fricción en el talud de casa de máquinas, de 38.1 mm (1½") de diámetro; su ubicación fue como sigue.

Elevación (m.s.n.m.)	Patrón
De a	(m)
180 - 161	4x4
161 - 129	2x2

-Drenaje consistente en barrenos horizontales de 20 y 10 m de longitud, perforados a las elevaciones 135 y 141 y espaciados a cada 3 m.

El procedimiento de excavación se apego a los lineamientos generales establecidos en el proyecto; el uso de explosivos se controló para evitar que se provocara un fracturamiento inducido, para lo cual se limitaron las cargas de tal manera de obtener una velocidad de partícula no mayor de 12.5 cm/s, lo que obligó a que la longitud de los precortes fuese menor de 12 m en esta zona.

Ataguías

Para impermeabilizar la zona de aluvión bajo el núcleo de arcilla y poder prolongar la zona impermeable, se construyó un muro plástico flexible que penetró en la zona de acarreo con el objeto de dejar la zona del recinto seca para los trabajos de construcción.

Durante la operación del desvío en agosto de 1993 se apreciaron filtraciones a través de la ataguía de aguas arriba hacia el recinto; estas se estimaron del orden de 100 L/s. Para su control se construyó un muro aguas arriba de la cortina para formar un estanque o cárcamo entre la ataguía y la cortina, y a partir de este, se bombeó hacia el embalse.

7.1.3 Cierre

En todas las presas, independientemente de cuál sea su uso, el cierre final constituye una de las actividades más importantes a considerar dentro del programa de construcción, como punto final de una serie de actividades y parte de la ruta crítica del programa, ya que es el punto de no retorno en la construcción de la obra; es la culminación de una serie de condiciones necesarias para el inicio del llenado del vaso de la presa, para llevar a cabo las pruebas y puesta en operación de la obra. Es importante precisar de manera particular las condiciones de la obra, necesarias para poder llevar a cabo el cierre final.

De acuerdo al esquema original de la obra, planteado en las bases del concurso, el cierre de la presa se haría en los seis conductos de 6x12 m ubicados en el margen derecho en la elevación 150.

Al definirse el esquema del diseño ejecutivo, se llegó al arreglo general donde la presa se compone de una sección gravedad, a su vez, esta sección alojó en los primeros cuatro

monolitos de la margen izquierda al vertedor. Por lo anterior, la zona del tajo de desvío quedo comprendida en los trabajos de la margen derecha para alojar el desplante y empotramiento del arco así como la plana hidroeléctrica

Dado lo anterior la Comisión decidió realizar el desvío en dos etapas:

- El primer desvío del río a través del tajo ya excavado, se inicio el 26 de marzo de 1993.
- El segundo a través de los dos conductos construidos en el monolito 8 de la cortina. El desvío se inicio el 18 de marzo de 1994.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Inmediatamente después de terminar una cortina, deberán hacerse los arreglos necesarios para que se hagan inspecciones periódicas de la estructura y de todo el equipo de operación. Generalmente en las estructuras más importantes se toman las medidas pertinentes, pero con frecuencia se descuidan en las presas pequeñas, generalmente estas estructuras están bajo la responsabilidad de un estado, municipio, o de una junta o comisión especial dotada de facultades administrativa. El propietario debe comunicar a la autoridad correspondiente los arreglos definidos que se hagan hecho para la inspección periódica e informes correspondientes hechos por una persona responsable que debe estar informada de los riesgos.

En las estructuras más importantes, la inspección deberá efectuarla un ingeniero, en los lugares remotos, deberán hacerse arreglos con un forestal o gente especializada de los municipios.

Para el mantenimiento e instrucciones de operación, se deben formular instrucciones escritas para el mantenimiento y operación de las estructuras y del equipo como parte del proyecto, y deben entregarse al propietario o a la dependencia que va a operar la presa. En estas instrucciones debe establecer la frecuencia y describir la extensión y naturaleza de las inspecciones.

Deberán formularse las instrucciones para las reparaciones de rutina del equipo mecánico cuando se instalan compuertas y válvulas, y se deben acompañar las instrucciones que entrega el fabricante Las inspecciones y operaciones de mantenimiento deben efectuarse conforme lo indique el especialista en construcción y operación.

En las instrucciones deberán estar incluidas discusiones detalladas sobre la operación correcta de las compuertas y válvulas, tanto desde el punto de vista mecánico como de funcionamiento. Si un vertedor de demasías se controla por medio de compuertas de operación manual se deben dar instrucciones específicas con respecto a la operación de las compuertas durante la entrada de las avenidas del vaso.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

➤ **Diseño de Presas Pequeñas**

Compañía Editorial Continental S.A. de C.V. México.

United States Department Of The Interior, Stewart L. Udall, Secretary.

Bureau Of Reclamation, Floyd E. Dominy, Commissioner.

➤ **Geology and Its Military Applications**

U.S. Department of the army, Technical Manual

TM 5-545 1952

➤ **Geología General y de México**

Ernesto López Ramos.

Ed. Trillas, México 1993.

➤ **Geografía General**

El Universo, nuestro planeta y sus recursos

Erasmus Trejo Escobar y otros

Ed. Trillas, México 1995.

➤ **Socavación en Cauces Naturales**

José Antonio Maza Álvarez

Patrocinado por Secretaria de Obras Públicas.

Junio de 1968.

➤ **Origen y Propiedades de los Sedimentos**

Capitulo 7 del Manual de Ingeniería de Ríos.

Manuel García Flores

José Antonio Maza Álvarez

Series del Instituto de Ingeniería 601 Enero 1998.

➤ **Presa y Central Hidroeléctrica Luis Donaldo Colosio Murrieta (Huites)**

Memoria Técnica (1992 – 195)

Tomo I

México, Sep. 1997.

➤ **Presa y Central Hidroeléctrica Luis Donaldo Colosio Murrieta (Huites)**

Memoria Técnica (1992 – 195)

Tomo II

México, Sep. 1997.

➤ **Análisis Estructural**

Tercera Edición

Jack C. McCormac

Ed. Harla 1983.