

21142
1



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"

**C.H. ING. CARLOS RAMÍREZ ULLOA, PRESA EL CARACOL.
COMPORTAMIENTO DURANTE Y DESPUÉS DE SU
CONSTRUCCIÓN.**

TESINA

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA
PRESENTA**

Ing. Angélica Garcilazo Galnares

ASESOR: Dr. José María Chávez Aguirre



Naucalpan de Juárez

Septiembre de 2003





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Jurado:

Dr. José María Chávez Aguirre
Mtro. Alberto Ramírez Piedrabuena
Mtro. Antonio Bahena González
M. en C. Celso Barrera Chávez
Ing. Miguel Ángel Bazañez Loyola

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

**A MI MADRE, BIOL. ANGÉLICA GALNARES CAMPOS,
POR SU APOYO Y EJEMPLO.**

**A LUIS M. ISLAS CORONEL,
POR SU PACIENCIA Y COMPRENSIÓN.**

**A MIS HERMANOS, ALVARO, SANTIAGO Y ARTURO,
PORQUE SIEMPRE ESTUVIERON A MI LADO.**

**TESIS CON
FALSA DE ORIGEN**

c

**AL DR. JOSÉ MARÍA CHÁVEZ AGUIRRE,
CON ESPECIAL AGRADECIMIENTO POR
SU VALIOSA ASESORÍA Y DIRECCIÓN.**

**A TODAS AQUELLAS PERSONAS QUE DE ALGUNA FORMA
ME AUXILIARON, ORIENTARON Y DIERON APOYO**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

ÍNDICE

Índice		1
Introducción		3
Capítulo 1	Antecedentes	4
1.1	Datos Generales	4
1.2	Geología y Sismicidad	8
1.2.1	Geología	8
1.2.1.1	Estratigrafía	8
1.2.1.2	Geología del Proyecto	15
1.2.2	Sismicidad	24
1.3	Construcción	28
1.3.1	Tipo de presa	28
1.3.2	Pantallas impermeables	30
1.3.3	Tratamiento de la cimentación	30
1.3.4	Suelos y enrocamientos	34
1.3.5	Colocación de materiales	38
1.3.6	Aspectos geotécnicos de las obras	39
Capítulo 2	Instrumentación	45
2.1	Planeación de un Sistema de Instrumentación	46
2.2	Medición de deformaciones	48
2.2.1	Mediciones Superficiales	48
2.2.2	Medición de Movimientos Internos	53
2.3	Medición de esfuerzos	64
2.4	Dispositivos de medición empleados en pruebas de campo	78

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Capítulo 3	Comportamiento durante la construcción de la C.H. Ing. Carlos Ramírez Ulloa	83
3.1	Instrumentación	83
3.2	Esfuerzos y deformaciones en la cimentación	87
3.3	Esfuerzos y deformaciones en diferentes puntos de la cortina	93
	3.3.1 Medición de presiones	93
	3.3.2 Medición de deformaciones unitarias	96
3.4	Asentamientos, deformaciones unitarias y desplazamientos horizontales en inclinómetros	100
	3.4.1 Asentamientos	100
	3.4.2 Deformaciones unitarias	101
	3.4.3 Desplazamientos horizontales	102
3.5	Asentamientos en medidores hidráulicos	104
3.6	Conclusiones	106
Capítulo 4	Comportamiento de la C.H. Ing. Carlos Ramírez Ulloa en el período 1985–2000	109
4.1	Niveles de agua y caudal de filtraciones	116
	4.1.1 Embalse	116
	4.1.2 Cortina	116
	4.1.3 Laderas	120
4.2	Comportamiento de la cortina	123
	4.2.2 Desplazamientos horizontales	123
	4.2.3 Asentamientos	125
	4.2.4 Deformaciones unitarias	126
4.3	Comportamiento de la Falla F-4 y de los taludes	127
	4.3.3 Falla F – 4	127
	4.3.4 Casa de máquinas	129
	4.3.5 Talud izquierdo del vertedor	131
	4.3.6 Talud de la plataforma de transformadores	132
4.4	Conclusiones	134
Conclusiones		136
Referencias Bibliográficas		137

INTRODUCCIÓN

Durante la década de los sesenta la Comisión Federal de Electricidad inició la construcción de grandes centrales hidroeléctricas, instrumentando las presas de tierra y enrocamiento con aparatos proyectados y desarrollados en la misma institución.

El objetivo principal de observar mediante instrumentación el comportamiento de presas formadas con materiales térreos, y en su caso, el de cimentaciones constituidas por depósitos aluviales, ha sido mejorar el conocimiento de fenómenos que ocurren en el interior de tales masas durante el proceso constructivo, el primer llenado del embalse y su operación subsecuente, incluyendo el impacto acumulado de sismos, crecientes en el río y lluvia local extraordinaria.

De acuerdo a las crecientes necesidades de energía eléctrica que requería el país y después de haber realizado estudios hidrometeorológicos, geológicos, topográficos, de factibilidad y de diseño; en el año de 1979, se inició la construcción de las obras de la Central Hidroeléctrica Ing. Carlos Ramírez Ulloa en el sitio llamado El Caracol. Esta central representa el tercer aprovechamiento hidroeléctrico en la cuenca del Río Balsas, los dos primeros son El Infiernillo y La Villita.

Las características geológicas del sitio son factor determinante para la ubicación de las estructuras principales en la construcción de proyectos hidroeléctricos. La presa El Caracol sobre el río Balsas en el estado de Guerrero, no fue la excepción, el conocimiento de los accidentes geológicos permitió tomar las decisiones adecuadas para la construcción de las obras; elegir la orientación menos desfavorable, así como los métodos de estabilización de los cortes.

Muchas decisiones se tomaron durante la etapa de construcción de acuerdo con los levantamientos geológicos de detalle realizados en las galerías, excavaciones y cortes, así como con los resultados de la instrumentación. En la actualidad se siguen midiendo los instrumentos instalados en los principales accidentes geológicos que afectan las estructuras.

**C.II. ING. CARLOS RAMÍREZ ULLOA, PRESA EL CARACOL.
COMPORTAMIENTO DURANTE Y DESPUÉS DE SU CONSTRUCCIÓN**

**Capítulo I
Antecedentes**

1.1 Datos Generales

Dentro del potencial hidroeléctrico nacional, los ríos que pueden aportar la mayor cantidad de energía eléctrica son: Grijalva, Usumacinta, Balsas, Santiago y Moctezuma; a la fecha se ha desarrollado prácticamente todo el Grijalva con las Centrales de Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas, y en forma importante el Balsas con Caracol, Infiernillo y Villita; por lo que respecta al Río Santiago tiene una ubicación muy favorable para abastecer a centros importantes de consumo. En la siguiente figura se muestra el Sistema Hidroeléctrico del Río Balsas, (fig. 1.1).

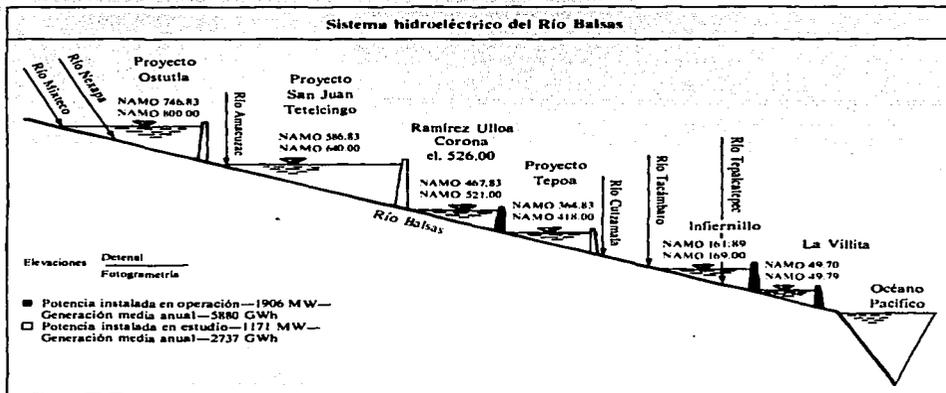


Fig. 1.1 Sistema hidroeléctrico del Río Balsas

Ref. 7

TESIS CON
FALDA DE ORIGEN

La C.H. Ing. Carlos Ramírez Ulloa, está localizada sobre el río Balsas, aguas arriba de las presas de El Infiernillo y La Villita, a 225 km al sur de la Ciudad de México y 125 km al suroeste de Iguala, Gro., y crea un embalse con capacidad total de almacenamiento de $1750 \times 10^6 \text{ m}^3$ que se aprovecha en generación de energía eléctrica (570 MW). En la siguiente figura se muestra su localización (Fig. 1.2), y en la siguiente fotografía se presenta una vista general de la central (Foto 1.1)

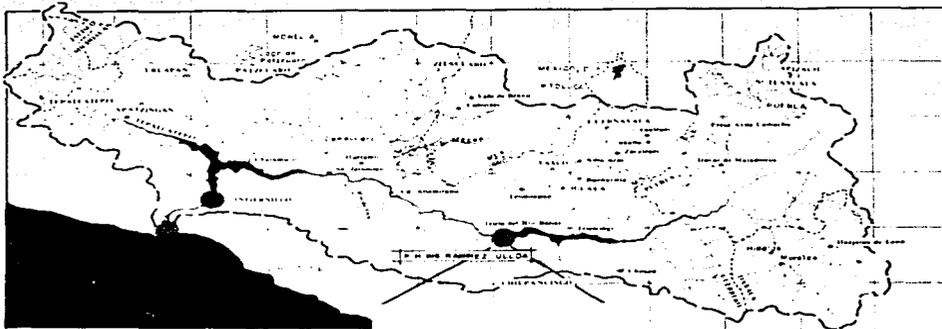
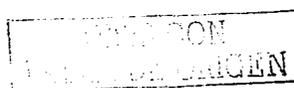


Fig. 1.2 Localización de la C.H. Ing. Carlos Ramírez Ulloa
Ref. 8



Foto 1.1 Vista General de la C.H. Ing. Carlos Ramírez Ulloa



La central consta de una presa de enrocamiento con núcleo central de arcilla compactada de 126 m de altura máxima, que cubica un volumen total de $5.9 \times 10^6 \text{ m}^3$, con $5.0 \times 10^6 \text{ m}^3$ para los enrocamientos, transiciones y filtros y $0.9 \times 10^6 \text{ m}^3$ para el material arcilloso del núcleo. Cuenta con un vertedor de excedencias de eje recto y descarga en compuertas radiales de 14.5 m de ancho por 22 m de altura, para desalojar un gasto máximo de 11 300 m^3/s correspondientes a una avenida de entrada al embalse de 17 800 m^3/s .

En la margen derecha se construyeron tres obras de toma que operan con un gasto máximo de 257 m^3/s cada una. La casa de máquinas subterránea tiene 114 m de longitud por 20 m de ancho y altura máxima de 39 m, y aloja tres turbinas Francis de 190 MW cada una.

La obra de desvío está formada por dos túneles no revestidos de 13 m de altura máxima, sección portal y 400 m de longitud aproximada, alojados también en la margen derecha del río, y dos ataguías integradas al cuerpo de la cortina de 44 m de altura la de aguas arriba y de 9 m la de aguas abajo. En la figura 1.3 se muestran las estructuras descritas anteriormente.

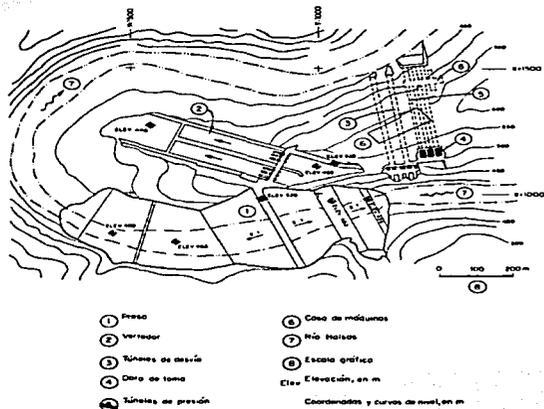


Fig. 1.3 Planta General de la C.H. Ing. Carlos Ramírez Ulloa Ref. 11

A continuación se muestra una lista con los datos generales:

HIDROLOGÍA		OBRA DE GENERACIÓN	
Área de la cuenca propia	48 837 km ²	Obra de Toma	
Escorrentamiento medio anual	6 144 x 10 ⁶ m ³	Número de tomas	3
Gasto medio anual	195 m ³ /s	Rejillas, tipo cilindro	3
Gasto máximo registrado	2 446 m ³ /s	Gasto máximo por toma	243.40 m ³ /s
EMBALSE		Compuertas rodantes	
NAME	523.60 m	3 de servicio	7.20 x 7.94 m
NAMO (época de estiaje)	521.00 m	1 auxiliar	7.20 x 7.94 m
NAMO (época de avenidas)	520.00 m	Conducción	
NAMINO	495.00 m	3 túneles de sección circular	φ 7.50 m
Capacidad total al NAME	1 860 x 10 ⁶ m ³	3 tuberías de presión en túnel	φ 7.50 m
Capacidad para control de avenidas	120 x 10 ⁶ m ³	Longitud total de túneles	591.85 m
Capacidad útil para generación en estiaje	915 x 10 ⁶ m ³	Longitud total de tuberías en túnel	312.50 m
Capacidad útil para generación en avenidas	911 x 10 ⁶ m ³	Casa de máquinas	
OBRA DE DESVÍO		Caverna Subterránea	
2 túneles de sección portal	13.00 m	Ancho	20 m
Gasto máximo de la avenida de diseño	4 616 m ³ /s	Largo	112.3 m
Período de retorno considerado	50 años	Altura	46.49 m
Gasto máximo de descarga	4 008 m ³ /s	2 grúas viajeras	270/30 ton c/u
CORTINA		Desfogue	
Tipo	Mat. graduados	Compuertas deslizantes (3 unidades)	9.50 x 9.30 m
Elevación de la corona	526.00 m	Potencia y Generación	
Longitud de la corona	347.00 m	Potencia instalada	594 MW
Altura máxima desde el desplante	126.00 m	Generación media anual	1 486.00 GWh
Volumen total de la cortina	6.34 x 10 ⁶ m ³	Factor de planta	0.285
OBRA DE EXCEDENCIAS		Turbinas	
Canal a cielo abierto con cresta controlada		3 unidades	Francis, eje vertical
Elevación de la cresta	498.00 m	Gasto de diseño por unidad	238 m ³ /s
Longitud total de la cresta	77.60 m	Carga neta de diseño	91.20 m
Gasto máximo de descarga total	11 200 m ³ /s	Potencia nominal de la turbina	200.52 MW
Compuertas radiales (8 unidades)	9.70 x 23.99 m	Velocidad de rotación	128.57 rpm
Carga máxima de las compuertas	23.00 m	Generadores	
Avenida de diseño:		Número	3
Gasto máximo	12 000 m ³ /s	Capacidad nominal por generador	208 000 KVA
Volumen	4 869 x 10 ⁶ m ³	Tensión nominal	16 KV
Duración	13 días	Frecuencia	60 Hz
INDEMNIZACIONES Y REACOMIADOS		Transformadores	
Poblaciones afectadas	16	9 unidades y 1 de reserva	
Poblados de reacomodo y obras públicas	6	Tipo	Monofásicos
Casas construidas	858	Capacidad total	675 000 KVA
Población reubicada	5 500 hab.	Enfriamiento	Aire - aceite
Terrenos afectados por el embalse	3 960 Has.	Tensión de transformación	16/230 KV
Número de indemnizaciones	2000	Subestación	
		Tensión	230 KV
		Interconexión al Sistema	2 líneas a Mezeala

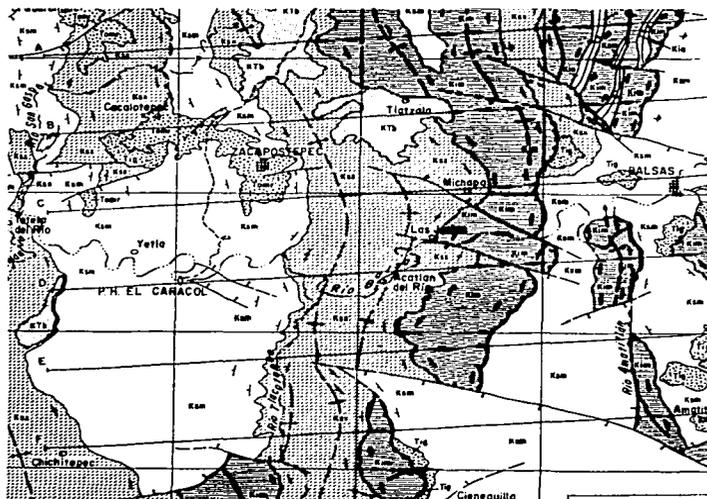
1.2 Geología y Sismicidad

1.2.1 Geología

La central hidroeléctrica Ing. Carlos Ramírez Ulloa y su embalse se encuentran enclavados en la subprovincia fisiográfica de la cuenca del río Balsas, que tiene una superficie aproximada de 113 000 km², y está ubicada en un terreno accidentado donde sólo el 6% de su extensión corresponde a terrenos planos.

1.2.1.1 Estratigrafía

El basamento que subyace a la región abarcada por el mapa geológico (Figura 1.4) no aflora sino hasta más al norte y su presencia en el subsuelo sólo se infiere. Este basamento está formado por esquistos de bajo grado, que están cubiertos por rocas volcánicas andesíticas. Las dataciones preliminares tienden a indicar que los esquistos son del Paleozoico tardío, mientras que las rocas volcánicas sobreyacentes son del Mesozoico temprano, y que ambos conjuntos litológicos sufrieron calentamiento al final del Mesozoico.



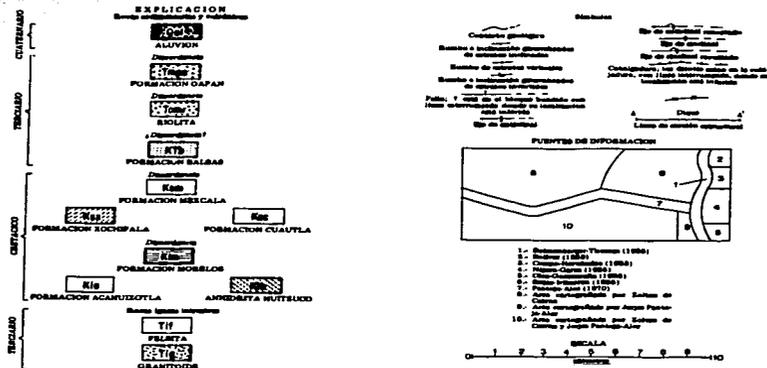


Fig. 1.4 Mapa Geológico de reconocimiento de la región circundante a la C.H. El Caracol
Ref. 8

La región circundante a la Central Hidroeléctrica El Caracol y su vaso se localiza en la zona de transición entre dos regiones paleoambientales que existieron en esta parte de México durante el Jurásico Tardío y el Cretácico Temprano. Por consiguiente, la secuencia estratigráfica que aflora en la parte oriental de la región es sensiblemente diferente a la de la parte occidental. La región hacia el oriente constituyó primero un área positiva y, posteriormente, una plataforma, mientras que la región hacia el poniente fue el sitio de una cuenca. Una diferenciación regional se observa también en las rocas del Cretácico Superior, ya que éstas contienen elementos volcánicos en su mitad inferior en el poniente, mientras que en el oriente, éstos están ausentes.

El espesor total de las rocas marinas sedimentarias y volcánicas mesozoicas que afloran en la región alcanza unos 3,000 m. Los depósitos continentales del Terciario, tanto volcánicos como sedimentarios, tienen un espesor cercano a los 1,000 m. La nomenclatura y correlación de las unidades estratigráficas se muestran en la figura 1.5.

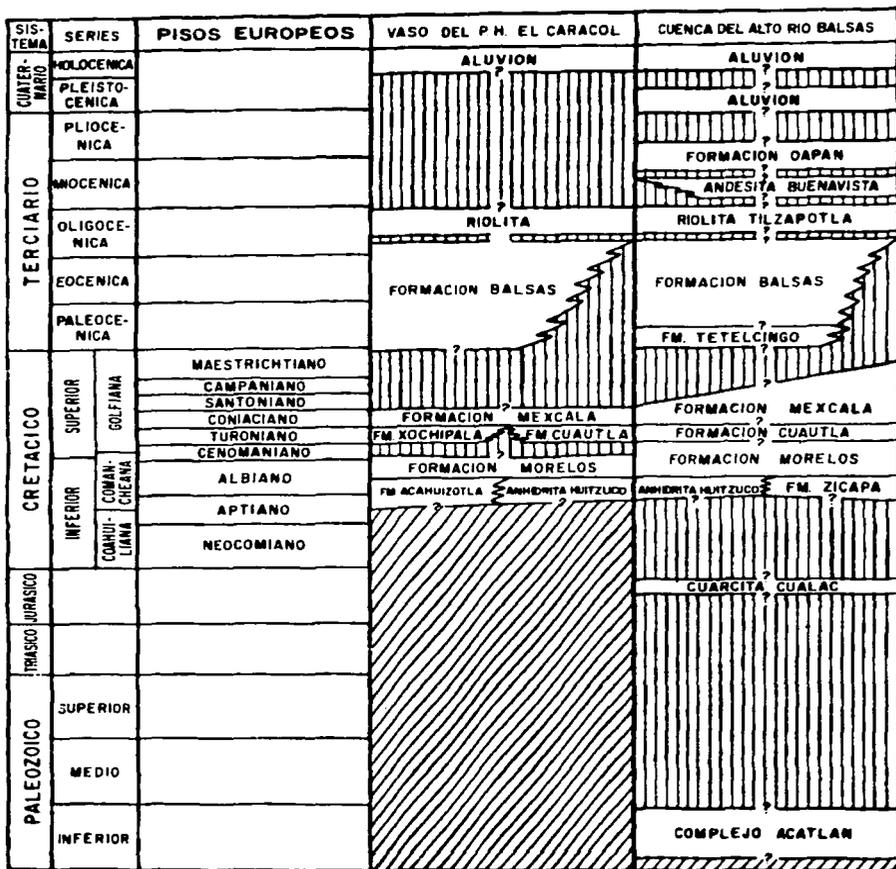


Fig. 1.5 Tabla de correlación estratigráfica

Ref. 8

Cretácico Inferior

Las unidades estratigráficas más antiguas que afloran en la región y que pudieran ser correlativas entre sí, son la Anhidrita Huitzucó y la Formación Acahuizotla. La primera constituye una acumulación sobre la Plataforma de Morelos – Guerrero.

Anhidrita Huitzucó

Esta unidad estratigráfica fue nombrada por De Cserna y colegas en 1980, para designar formalmente las evaporitas, esencialmente anhidritas, que afloran en la parte occidental de la cuenca del alto Río Balsas y que subyacen o intrusionan en forma diapírica a la Formación Morelos. En sus afloramientos la Anhidrita Huitzucó se presenta como yeso deleznable de color blanco o gris muy claro. Sin embargo, en catas abiertas, o a lo largo de cauces de arroyos bien deslavados, la anhidrita sí se observa con bandeamiento gris oscuro. Sus afloramientos se presentan en la zona axial de las estructuras anticlinales en donde la mayoría de sus contactos con la Formación Morelos muestra que se efectuaron movimientos en grados variables, relacionados con procesos diapíricos producidos durante el plegamiento de la región.

Formación Acahuizotla

Las rocas más antiguas que afloran debajo de la Formación Morelos en la parte meridional del Anticlinorio de Chilacachapa, al norte de la Estación Balsas, consisten en calizas arcillosas, lutitas calcáreas y limolitas, así como en unos horizontes de calizas bioclásticas. Estas rocas fueron descritas en la parte central de esta estructura mayor por Ontiveros – Tarango (1973) con el nombre de Formación Acahuizotla, con un espesor incompleto de 650 m.

Formación Morelos

Las calizas y calizas dolomíticas de la Formación Morelos constituyen las prominencias topográficas más notables de la región estudiada, y forman grandes estructuras plegadas, modificadas por cabalgaduras y fallas. Estas rocas carbonatadas descansan estratigráficamente sobre la Anhidrita Huitzucó y la Formación Acahuizotla.

Cretácico Superior

Las rocas más antiguas del Cretácico Superior en la región se presentan en dos facies, una formada por calcarenitas y calcilimolitas que constituyen la Formación Cuautla, y otra de rocas volcánicas, limolitas y algo de calizas, que corresponden a la Formación Xochipala.

Formación Cuautla

Los estratos cartografiados como Formación Cuautla consisten principalmente en calcarenitas y calcilutitas, cuyo espesor varía de 0 a 220 m y corresponden a la tercera facies de esta formación, tal como la describió Fries en 1960. Los afloramientos de esta formación son inconspicuos debido a su litología poco resistente, a la erosión y a su reducido espesor, en contraste con las prominencias topográficas desarrolladas en la Formación Morelos.

La Formación Cuautla consiste principalmente en calcarenita y calcilimolita y, en menor proporción, en calcilutita y material arcilloso algo carbonoso. Las calcarenitas están formadas por granos de caliza y dolomía, lo que indica que se derivaron de un terreno de carbonatos que estaba expuesto a la erosión. En general, estas rocas se presentan con estratificación media a delgada y forman con frecuencia innumerables pliegues de arrastre.

Formación Xochipala

Con este nombre De Cserna y colegas designaron en 1978 una secuencia que está formada por rocas volcánicas y volcanoclásticas, lutitas y calizas, que sobreyacen con contacto erosional a las calizas de la Formación Morelos y está cubierta concordantemente por lutitas y areniscas de la Formación Mexcala. La parte inferior de esta formación consiste en toba, conglomerado, brecha y lava, todos de composición andesítica y de color verde. Encima de estas rocas se encuentra un intervalo de lutita con unos cuantos horizontes de caliza delgada. La parte superior de la formación consta de caliza en estratos delgados a medianos, con intercalaciones de lutita.

Formación Mexcala

La cortina y las demás obras de la Central Hidroeléctrica El Caracol se construyeron en terrenos constituidos por la Formación Mexcala, que constituye un depósito rítmico formado por la alternancia de conglomerado, arenisca, limolita y lutita. Los conglomerados y areniscas se presentan en estratos delgados a medianos aunque, ocasionalmente, se observan también conglomerados arenosos en estratos gruesos hasta masivos. Los clastos de los conglomerados están formados por cuarzo, rocas ígneas de composición intermedia y calizas y dolomías. Las areniscas acusan una composición semejante y corresponden a las grauvacas de rango bajo. Las limolitas generalmente son de color gris o gris verdoso claro, mientras que las lutitas se presentan con tonalidades oscuras y hasta negras. Por sus características litológicas, la Formación Mexcala constituye una unidad estructuralmente incompetente, por lo cual contiene un sinnúmero de pliegues menores y de arrastre.

Cretácico – Terciario

La Formación Mexcala y las unidades litoestratigráficas subyacentes plegadas y cabalgadas se presentan truncadas en la región por una superficie de erosión sobre la cual descansan rocas continentales, tanto volcánicas como sedimentarias. La unidad volcánica basal de esta secuencia continental aflora en las cercanías de San Juan Tetelcingo.

La unidad litoestratigráfica más reciente del Terciario es la Formación Oapan, constituida por capas lacustres de edad mio-pliocénica que descansan discordantemente sobre la Formación Balsas.

Formación Balsas

Las rocas cretácicas plegadas están cubiertas discordantemente por una secuencia continental formada por conglomerados calizos, areniscas, arcosas, limolitas y lodolitas, de colores rojo, morado, crema y verde claro, que contienen intervalos de rocas volcánicas de composición andesítica, dacítica y basáltica. Los conglomerados están formados por guijas de las calizas principalmente de la Formación Morelos, aunque también se presentan algunas derivadas de otros tipos litológicos de las demás formaciones cretácicas de la región. La matriz del conglomerado consiste en limo y arena, generalmente de color rojizo. El conglomerado se presenta en estratos gruesos a masivos que en algunas ocasiones alcanzan más de 10 m de espesor.

El espesor de la Formación Balsas varía fuertemente de un lugar a otro debido a las condiciones de su acumulación y preservación posterior. En cuanto a su edad, cabe mencionar que Fries en 1960, la consideró Eoceno tardío – Oligoceno medio.

Terciario

Riolita

Al norte del poblado de Ahuehuapan, estas rocas consisten en derrames piroclásticos riolíticos que cubren discordantemente rocas clásticas y volcánicas de la Formación Balsas. Entre Coacoyula y Maxela, estos piroclastos tienen un contacto erosional con la Formación Balsas subyacente. El color dominante de estas rocas es rosado. Sus fenocristales constituyen un 35 – 40 por ciento de la roca y son cuarzo, andesina, sanidino y biotita. A menudo contienen fragmentos de pómez aplastados y también líticos. El espesor máximo de estos derrames piroclásticos es de unos 250 m.

Formación Oapan

Cerca de Ameyaltepec, la Formación Balsas está cubierta discordantemente por una secuencia de capas lacustres que constituyen la Formación Oapan. Estratos semejantes afloran al norte del poblado de Tonalapa del Sur y al poniente de Sabana Grande, donde sobreyacen discordantemente a la Formación Mexcala. La Formación Oapan consiste en arenisca tobácea, yeso de colores rojizo, blanco y gris, caliza lacustre y pedernal. El espesor total de esta formación es de unos 200 m.

Cuaternario

Aluvión

Estos depósitos consisten en gravas, arenas y limos no o poco consolidados, depositados a lo largo del cauce de los ríos y arroyos principales.

1.2.1.2 Geología del Proyecto

En la región del embalse, el río Balsas tiene un curso sinuoso fluyendo a través de meandros encajonados y cañones estrechos con paredes de altura variable entre 150 y 200 m y pendientes cercanas a 70%. La presa de El Caracol se localiza sobre uno de estos meandros, en un amplio sinclinorio cubierto por rocas sedimentarias: areniscas, limolitas y lutitas interestratificadas del Cretácico, que forman parte de la Formación Mexcala. En la siguiente figura se muestra la geología de la región (Fig. 1.6).

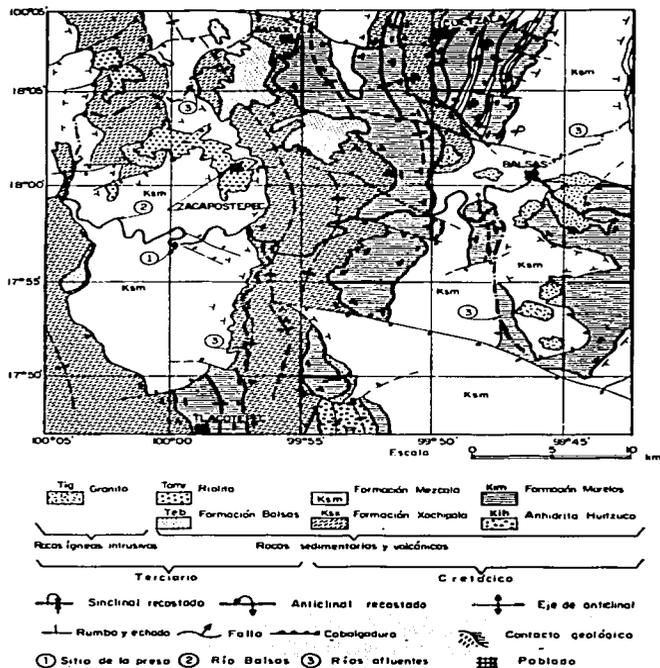


Fig. 1.6 Geología de la Región

Ref. 11

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Litología

El Caracol está localizado a 36 km aguas abajo de la Estación Balsas. Se desplanta en rocas de la Formación Mexcala cuya edad se remonta al Cretácico tardío y está caracterizada litológicamente por presentar areniscas, lutitas y tobas de composición andesítica, particularmente en el sitio del proyecto, donde hay numerosos diques que varían en composición de dacítico – andesítico a gabroide e intrusionan las rocas sedimentarias.

Para fines geotécnicos o de construcción, la Formación Mexcala en el sitio del proyecto, fue dividida en las unidades litológicas UA y UB. La UA se caracteriza por presentar una alternancia de 70 % de areniscas y 30 % de lutitas. Las areniscas alcanzan hasta 8 m de espesor, mientras que las lutitas tienen estratificación delgada. La UB, localizada topográficamente arriba de la UA, se caracteriza por una alternancia de 65 % de lutitas y 35 % de areniscas; los estratos de arenisca con espesor de 2 m son esporádicos. En esta unidad, por estar expuestas superficialmente, las lutitas tienen una coloración ocre debido al intemperismo y, como están confinadas, son compactas y resistentes.

Las rocas que constituyen las unidades UA y UB presentan un incipiente metamorfismo que cambia las lutitas a argilitas y las areniscas a metagrauvascas.

Estructuras y Discontinuidades

La secuencia de las rocas terrígenas en el sitio forma el flanco oriental de una estructura tipo sinclinatorio con una orientación general N 15° - 20° E e inclinaciones de 45° a 50° al NW. La Formación Mexcala en el sitio, presenta efectos de tectonismo regional, que ha formado fallas y zonas inestables con evidencias de deslizamiento, en la siguiente fotografía se puede observar la zona inestable que se localiza en la barranca de Pepahue, en la margen izquierda (Foto 1.2). Los pliegues en ambas unidades presentan ejes de simetría orientados al N-NE.



Foto 1.2 Zona inestable en la barranca de Pepahue, en la margen izquierda

En el área existen cuatro sistemas de fracturas que pueden estar asociados con diques de tipo félsico o básico. Los sistemas son, en orden de importancia:

Sistema	Orientación
Gamma	E - W
Beta	NE - SW
Alfa	NW - SE
Delta	N - S

Algunas fracturas se encuentran rellenas de calcita, arcillas u ocasionalmente cuarzo. Se han encontrado pequeñas fallas con desplazamientos horizontales (0,2 a 1,5 m) rellenas de milonita o brecha de falla. Algunas veces estas zonas presentan alteración incipiente en forma de arcillas. Se considera que el espesor promedio de tales discontinuidades es de menos de un metro en la margen derecha.

Diques

La Formación Mexcala fue intrusionada en el pasado geológico por rocas ígneas, como resultado de la actividad tectónica que produce la Placa de Cocos al hundirse por la Fosa de Acapulco hacia el continente. Esta actividad intrusiva y extrusiva se manifiesta más claramente en la Zona Neovolcánica Transmexicana. Sin embargo, la presencia de diques y diquestratos de composición ácida y básica constituye un aspecto que geotécnicamente se debe considerar como una discontinuidad en el macizo rocoso.

En la margen izquierda se localizan los diques:

- D1 de composición félsica con rumbo N 77° W e inclinación de 55° al NE
- D2 de composición félsica con rumbo N 20° E e inclinación de 40° al NW

En la margen derecha los diques:

- D3 de composición félsica y básica con rumbo E – W e inclinación de 60° al norte
- D4 de composición básica con rumbo N 65° E e inclinación de 55° a 65° al NW
- D1' de composición dacítico – andesítica con rumbo E – W e inclinación de 52° al norte

Intemperismo

La susceptibilidad de las rocas a ser intemperizadas en el área de la Central Hidroeléctrica El Caracol, varía de acuerdo con contenido de minerales arcillosos que las constituyen. Con base en el levantamiento y estudio de los núcleos de sondeos, se determinó que las rocas clasificadas como unidad UB se encuentran mucho más intemperizadas y alteradas que las de la UA.

Los sistemas de fracturamiento, asociados a intrusiones félsicas y básicas, se encuentran sellados parcialmente por calcita, cuarzo y piritita. Esto permite inferir que el intemperismo se ha profundizado hasta 30 m en el macizo rocoso. Por otra parte, la susceptibilidad de los diques para alterarse química o mecánicamente es muy alta, lo que permite que la roca se desintegre parcial o totalmente.

Geofísica Aplicada

La prospección geofísica enfocada a la apreciación primordialmente cualitativa y posteriormente cuantitativa de las masas de roca, fue ejecutada utilizando los siguientes métodos:

- Geoelectrico de resistividad
- Sísmico de refracción
- Potencial natural
- Magnetométrico

Método geoelectrico de resistividad

La zona de derrumbe en la margen izquierda, aguas abajo del sitio 4, conocido como Barranca Pehahue (fotografía 1.2) se estudió mediante un dispositivo Schlumberger de cuatro electrodos. Con este estudio se determinó el espesor del material deslizado y su contacto sobre la roca firme. La resistividad de la roca firme fue de 450 a 600 ohm/m. Para el material de talud se determinó un rango de valores muy variable. El máximo espesor de los materiales del derrumbe es de 60 m y el espesor promedio de 35 m.

Método Sísmico

Se utilizó para cuantificar la calidad geotécnica, la descompresión en las laderas de apoyo y las características generales de la zona del cauce del río, ya que en los albores del anteproyecto se pensaba en una presa de arco de concreto de 120 m de altura.

Las bajas velocidades sísmicas observadas (2 a 2.5 km/seg) se atribuyeron a la alta desorganización de la roca que actúa como un conjunto de bloques relativamente compacto por debajo del suelo. Esta desorganización puede deberse a la acción de la meteorización y a las fuerzas gravitatorias sobre las capas de roca poco inclinadas con respecto a la ladera. Debajo de esta franja, el macizo rocoso mostró una parte superior con velocidad sísmica de 2.8 a 3.6 km/seg. La parte comprimida a profundidad alcanza velocidades de 4 a 4.2 km/seg, lo cual corresponde a un macizo rocoso de buena calidad.

Los depósitos del cauce del río acusaron velocidades de 0.6 km/seg. En general se llegó a la conclusión de que la anisotropía del macizo rocoso comprimido era moderado, del orden del 10 al 15 por ciento y que, en conjunto, la margen derecha y el cauce del río eran más rígidos que la margen izquierda.

El estudio del perfil del vertedor y de su zona próxima mostró un mayor espesor de roca descomprimida, sin que por ello se considere débil para propósitos de estabilidad o fundación de obras. Por debajo de la elevación 500 m el macizo rocoso pareció de excelente calidad. En general, se llegó a la conclusión de que la roca sana tiene las siguientes características:

Velocidad de onda sísmica	4,200 m/seg
Módulo de elasticidad	300 ton/cm ²
Módulo de deformabilidad	160 ton/cm ²

Estas propiedades brindan el apoyo adecuado para una obra del tipo considerado, con excavaciones pequeñas y de ejecución bastante fácil. El deseo de definir con mayor detalle la estructura geológica y las condiciones geotécnicas de las áreas afectadas directa o indirectamente por las obras, motivó la continuación de los estudios de refracción sísmica, para lo cual se ejecutaron 34 perfiles, 94 tendidos, 628 ensayos, 6,280 sismogramas y 33 tendidos en socavones y sondeos con 109 ensayos y 1,072 sismogramas.

De los perfiles realizados se delimitaron seis zonas de distintas características:

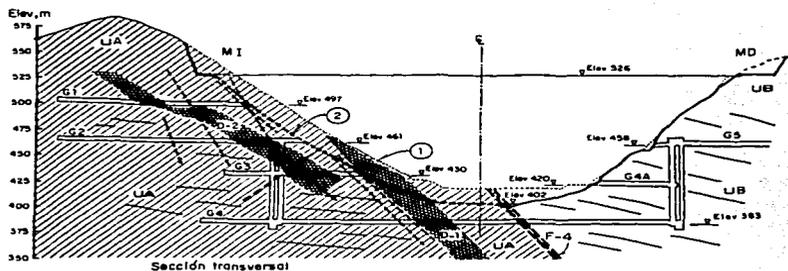
Zona 1	Recubrimiento de ladera
$V_p =$	menor de 1 km/seg, 1 a 5 m de espesor
$E =$	125 ton/cm ²
Zona 2	Depósitos aluviales
$V_p =$	1 a 1.5 km/seg, hasta 15 m de espesor
$E =$	125 ton/cm ²

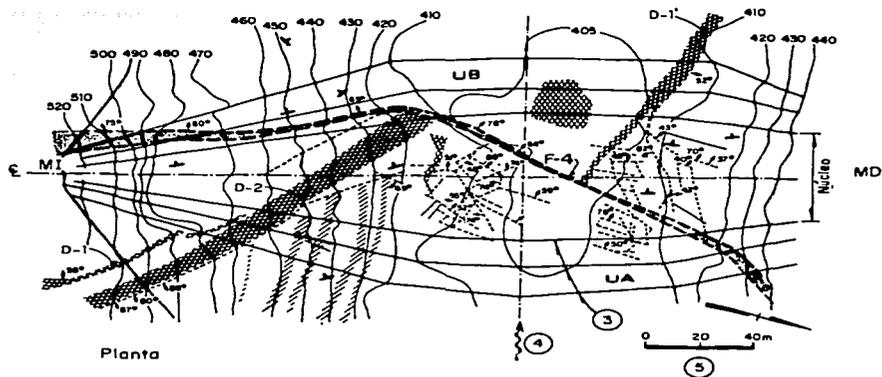
Método magnetométrico

Además del método de potencial natural, en la margen izquierda se utilizó el método magnetométrico para simular los diques con modelos sencillos. El dique D2 tiene aproximadamente 15 m de espesor y 100 m de longitud. Paralelo a éste, en la parte inferior de la Barranca de Charloa, se encuentra un cuerpo de mayor susceptibilidad, el K3, de 5 m de espesor y 34 m de longitud.

El dique D1 se diferenció del dique D2 en que el primero tiene magnetización inducida y el D2 magnetización propia. De ello se deduce que el D2 se clava por debajo del D1. En resumen, en la margen izquierda hay tres diques independientes de diferente composición por tener diferentes susceptibilidades. El más sano de ellos es el K3, después el dique D2 y luego el D1.

En el sitio de la boquilla (Fig. 1.7) las rocas sedimentarias se clasifican en dos unidades U-A y U-B, predominando en la primera los estratos de arenisca y en la segunda los de lutita. Ambas unidades se encuentran en contacto por medio de la falla F-4 con orientación N-S, que atraviesa el cauce del río en dirección casi perpendicular al mismo y a lo largo del eje de la cortina, quedando localizada la unidad U-A aguas arriba de la falla.





- | | | |
|---|------------------------|--------------------------------------|
| ① Perfil del terreno natural | ■ Diques | UA Areniscas y lutitas con tuffas |
| ② Límite de la excavación de regularización | ⋯ Falla | UB Lutitas y lutitas con areniscas |
| ③ Trazos de la cartina | ⋯ Estratos de arenisca | --- Fractura indicando su buzamiento |
| ④ R'ò Balsos | — Rumbo | Gl Galería |
| ⑤ Escala | — Estratificación | |
| Elevación, en m | M I Margen izquierda | |
| Curvas de nivel, en m | M D Margen derecha | |

Fig. 1.7

Geología de la Boquilla

Ref. 11

En la margen izquierda existen dos cuerpos intrusivos (diques), ambos de composición dacítica – andesítica, de rumbo N77°W con inclinación 55° al NE (hacia el río) el dique D-1, y N20°E con inclinación 40° al NW el dique D-2 (Fig. 1.4). En esta misma margen, en la zona del núcleo impermeable, se tenía un espesor considerable (30 m aproximadamente) de roca muy intemperizada que obligó a efectuar trabajos de regularización importantes.

En la margen derecha de la boquilla se localizó el dique D-1 de composición dacítico – andesítica con rumbo E-W y echado de 52°N (Fig. 1.7); en la misma margen aguas arriba de la

boquilla se encontró el dique D-3 de composición félsica y básica con rumbo E-W e inclinación 60° al N y el D-4 de composición básica, rumbo N65°E e inclinación de 55° a 65° al NW.

En general, la roca sedimentaria se encuentra fuertemente plegada y cortada por cuatro familias de fracturas, de las cuales las de dirección E-W son las más importantes. Es interesante hacer notar que si bien durante las etapas de exploración geológica se había detectado la falla F-4, ésta no logró definirse en su totalidad hasta que se efectuaron los trabajos de remoción del material aluvial en el recinto. Dadas las características geológicas de desplazamiento y continuidad de esta falla, así como su posición crítica en la cimentación del corazón impermeable, se ha prestado especial atención a la determinación de su comportamiento futuro, colocando a ambos lados de la falla una serie de instrumentos de medición y una red sismométrica en la zona de la cortina y del embalse.

También fueron muy importantes los problemas ocasionados por los accidentes geológicos de la margen derecha para la construcción de la casa de máquinas, donde se formó una serie de cuñas inestables que requirieron de análisis especiales para implantar las medidas correctivas adecuadas, consistentes principalmente en anclaje y en procedimientos de excavación cuidadosos. Esta geología desfavorable provocó también problemas considerables durante la excavación de la plataforma de transformadores donde quedó una gran masa en condición inestable sobre dicha plataforma, por lo que se hizo necesario efectuar importantes trabajos de anclaje y amacice y se instalaron tres líneas de referencias superficiales para colimación con objeto de vigilar en todo momento el comportamiento de ese talud.

1.2.2 Sismicidad

Los sismos que afectan al sitio de El Caracol están asociados principalmente a la subducción de la Placa de Cocos, bajo la zona continental del sur de México y se generan en la interfase de dicha placa con la zona continental (Trinchera Mesoamericana) y en la superficie de esta zona.

El río Balsas se localiza en una de las zonas de más alta sismicidad en el país. La figura 1.8 muestra la distribución de focos en la zona y las intensidades registradas durante el macrosismo del 15 de abril de 1941 de magnitud 7 (Richter). El descubrimiento de la falla F-4 en la cimentación de la presa dió por resultado que la CFE encargara al Instituto de Ingeniería de la UNAM a partir de 1981 una serie de estudios para verificar si la falla en cuestión es o no activa.

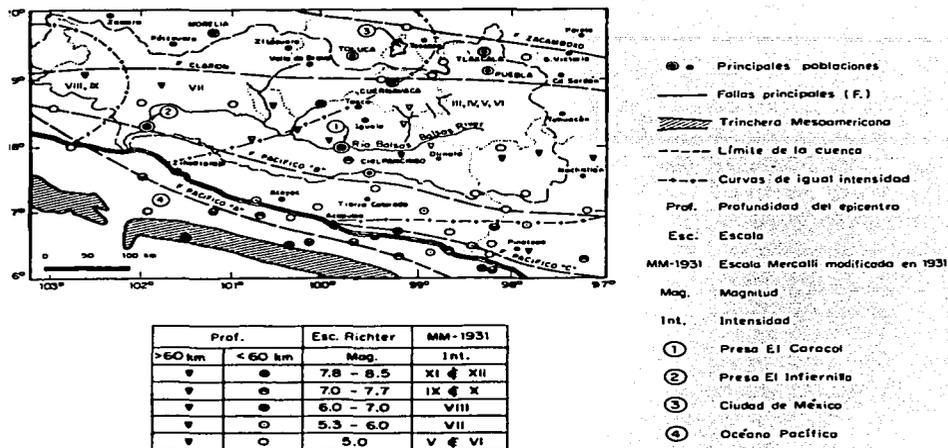


Fig. 1.8 Información sísmica de la cuenca del Río Balsas
Ref. 11

La sismología del Estado de Guerrero fue estudiada por Esteva y Bazán en 1978 en relación a los proyectos hidroeléctricos de El Caracol y de San Juan Tetelcingo, correspondientes ambos al aprovechamiento del Río Balsas. Luego se comparó la localización de los epicentros sísmicos y la sísmicidad del Estado de Guerrero, con el fin de determinar la actividad de las fallas en el área.

Aunque los epicentros localizados no representan zonas de acumulación, constituyen alineaciones sensibles de las isosíster graficadas en la zona, a partir de los sismos ocurridos anteriormente con las fallas de carácter regional. Esta observación condujo a un estudio de mayor detalle de las fallas regionales en el área del embalse. Ellas se clasifican de acuerdo con su orientación, tipo, longitud en superficie, magnitud idealizada, desplazamiento calculado y máxima aceleración (Tabla 1.1).

Tabla 1.1 Las fallas y sus efectos en el área del embalse y alrededores.

FALLA	TIPO	LONGITUD DE LA FALLA EN SUPERFICIE (km)	MAGNITUD IDEALIZADA (RICHTER)	DESPLAZAMIENTO CALCULADO (BONILLA, 1970) (m)	MAXIMA ACELERACIÓN (HOUSNER, 1970) %g	RUMBO E INCLINACIÓN
El Querrenque	N	21	6.6	0.96	29	NE-SW SE
Xochitepec	N	24	6.9	1.07	36	NE-SW SE
Apaxtla	N	20.5	6.5	0.93	29	NW-SE NE
Cuetzala	N	3.5	5	0.20	9	NE-SW SW
Reforma	I	6	5.6	0.32	15	N-S W
Acalmanilla	N	3.6	5.1	0.21	10	SE-SW SW
Refozur	I	2.5	4	0.15	3	N-S W
Olea	N	9	6.1	0.46	22	N-S W
Coacoyula 1	N	2	4.5	0.12	6	E-W N
Coacoyula 2	N	3	4.9	0.18	8	N-S E
Coacoyula 3	N	2.5	4.7	0.15	7	N-S E
Coacoyula 4	N	1	4	0.07	5	NE-SW SE
Cuantlatache 1	N	4	5.2	0.23	11	E-W S
Cuantlatache 2	N	4.5	5.3	0.25	12	E-W S
Tetela	N	8	6	0.49	22	NE-SW SE
Cnealotepec	N	5	5.4	0.27	14	NE-SW SE
Zacapoštepec	N	6.5	5.7	0.35	16	NE-SW SE
Cazala	N	8	6	0.49	22	NW-SE SE
Hatzala	N	15	6.6	0.71	30	NW-SE SE
Alatza	N	4	5	0.23	9	E-W S
Michapa	N	13	6.4	0.63	28	NW-SE NW
Tuchapa	N	8.5	6.1	0.44	23	NW-SE NW
Chapa	N	4	5.1	0.23	10	NW-SE SW
Cocula	N	6.5	5.7	0.35	16	NE-SW SE
Mavela	N	4.5	5.3	0.25	10	N-S W
Pericotepec	N	11	6.3	0.55	23	NE-SW SE
Las Tunas	N	14.5	6.6	0.69	30	NE-SW SE
Cotepec	N	7	5.9	0.37	21	E-W S
Charloa	N	3.5	5	0.20	9	NW-SE NE
Chachalacas	N	5	5.4	0.27	14	NW-SE NE
Las Juntas	N	7.5	5.9	0.39	21	NW-SE SW
Todos Santos	N	8	6	0.49	22	N-S E
Anono	N	5	5.4	0.27	14	NW-SE NE
Atzcala	N	12	6.4	0.59	28	N-S W
Valerio	N	14	6.5	0.67	29	N-S W
Valerio	N	2.5	4.5	0.15	8	NE-SW NW
Trujano	N	2.3	4.5	0.14	8	NE-SW SE
Zompante	N	6.5	5.7	0.35	16	NE-SW NW
Tepehuans	N	9	6.1	0.46	23	NE-SW NW
Chapultepec	N	17.5	6.6	0.81	30	NW-SE NE
Hlacotenco	N	9	6.1	0.46	23	NE-SW NW
Sueatlán	N	7.5	5.9	0.39	21	NW-SE NE
Cotepec	N	4	5.1	0.23	10	E-W N

FALLA	TIPO	LONGITUD DE LA FALLA EN SUPERFICIE (km)	MAGNITUD IDEALIZADA (RICHTER)	DESPLAZAMIENTO CALCULADO (BONILLA, 1970) (m)	MÁXIMA ACELERACIÓN (HOUSNER, 1970) %g	RUMBO E INCLINACIÓN
Colonia	N	3	4.9	0.18	9	NE-SN SE
Apinita	I	8.5	6.1	0.44	23	N-S W
Regilla	N	5.5	3.4	0.30	4	NW-SE NE
Cieneguilla	N	7.5	5.9	0.39	21	NE-SW NW
Hueyatlalco	N	26.5	7	1.16	37	NW-SE SW
Limón	I	11	6.2	0.55	24	NW-SW NW
Amatitán	N	9	6.1	0.46	23	NW-SE NE
Cucharillo Geotal	N	8	6	0.49	22	RADIAL W

N – falla de tipo normal

I – falla de tipo inversa

Posteriormente se estimaron las magnitudes idealizadas de los sismos que causaron tales fallamientos de acuerdo con la tabla de magnitudes Richter, propuesta por Golzé en 1977, a partir de la longitud de las fallas medidas en Kilómetros. Estas magnitudes idealizadas se usaron para determinar la máxima aceleración producida en los movimientos sísmicos, teniendo en cuenta que las máximas aceleraciones del terreno decrecen a medida que se alejan de la zona de falla. Para ello se utilizó la tabla propuesta por Housner (1970) para calcular la máxima aceleración; éstas fueron de 0.03g y de 0.36g (Tabla 1.1).

De igual modo, para calcular el desplazamiento de la falla en función de su longitud, se utilizó la ecuación siguiente, propuesta por Bonilla (1970) a partir de la longitud de la falla en superficie:

$$D = 30.211 \log^{-1} [0.861 \log(L \times 1.609) - 0.46]$$

en donde:

D = Desplazamiento calculado (cm)

L = Longitud de falla en superficie (km)

El máximo desplazamiento calculado fue de 1.16 m (Tabla 1.1)

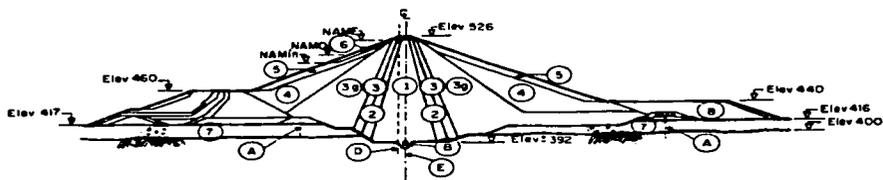
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.3 Construcción

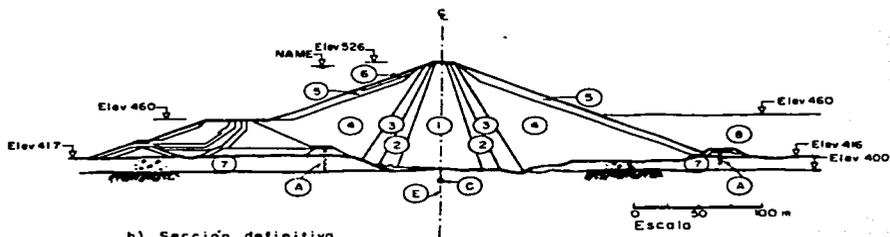
Con base en los estudios de factibilidad y tomando en consideración los resultados de las exploraciones geológicas efectuadas en diferentes etapas del estudio, se llegó al arreglo general de la central mostrado en la figura 1.2.

1.3.1 Tipo de presa

Dadas las condiciones geológicas y topográficas de la boquilla seleccionada, se optó por diseñar una presa de enrocamiento con núcleo central de arcilla compactada, soportado por masas de filtros, transiciones y respaldos de enrocamiento compactado, con taludes exteriores 2:1; se incorporaron a la cortina las dos ataguías construidas para el desvío así como una plataforma al pie de aguas abajo, diseñada originalmente con una longitud variable entre 110 y 200 m y cuya corona alcanzaba la elevación 440. Se construyó con el material de desperdicio producto de las excavaciones del vertedor y otras estructuras (Fig. 1.9). Sin embargo, debido a que el volumen de roca de mala calidad resultó mucho mayor del estimado originalmente, las dimensiones de la plataforma mencionada se incrementaron tanto en longitud (aproximadamente 400 m) como en altura (elevaciones 463 y 458), según lo indican las figuras 1.2 y 1.9.



a) Sección original



b) Sección definitiva

- | | |
|--|-------------------------------------|
| ① Núcleo | Ⓐ Pantalla impermeable |
| ② Filtro | Ⓑ Galería perimetral |
| ③ Transición | Ⓒ Galería A |
| ③a Grava-arena en grña | Ⓓ Eje de la cortina |
| ④ Enrocamiento compactado | Ⓔ Eje de la pantalla de inyecciones |
| ⑤ Enrocamiento a volteo | Elev Elevación, en m |
| ⑥ Enrocamiento de gran tamaño | |
| ⑦ Depósitos de río | |
| Ⓑ Material de desperdicio producto de las excavaciones en roca | |

Fig. 1.9

Sección máxima de la presa

Ref. 11

TRABAJOS CON
FALLA DE ORIGEN

1.3.2 Pantallas impermeables

Con objeto de desplantar la cortina en roca fue necesario remover los materiales aluviales en el recinto entre ataguías y construir dos pantallas impermeables del tipo "flexible" para reducir las filtraciones. La pantalla de aguas arriba se construyó a partir de la elevación 425 con un espesor de 0.8 m, alcanzando profundidades máximas de 16 m; tiene una superficie total de 1473 m² y se usó en su construcción 542 ton de cemento y 214 ton de bentonita. Debido a la existencia de boleos y roca alterada la pantalla se complementó con inyecciones.

La pantalla de aguas abajo también fue de 0.8 m de espesor, con una longitud total de 154.5 m, profundidad máxima de 11.3 m y superficie de 1225 m², habiéndose empleado 324 ton de cemento y 120 ton de bentonita. Debido a que el volumen total de filtraciones era pequeño en esta pantalla, no fue necesario inyectar la zona de boleos y roca alterada.

Durante los trabajos de excavación y tratamiento de roca en el recinto entre ataguías, se registraron filtraciones máximas del orden de 20 l/s para una carga hidráulica máxima de 18.5 m. Estas filtraciones se controlaron con bombeo por medio de un pozo colocado al pie de la pantalla impermeable de aguas arriba.

1.3.3 Tratamiento de la cimentación

Debido a la presencia de los accidentes geológicos descritos anteriormente, se tuvo especial cuidado en el tratamiento de la cimentación. Adicionalmente a la pantalla general de inyecciones se efectuaron tratamientos locales para cada uno de los diques y fallas localizadas en la zona de la presa.

En el caso de la falla F-4, se efectuó una limpia cuidadosa en una faja de 20 m de ancho y a lo largo de su desarrollo bajo el núcleo impermeable. Se excavó una zanja con taludes 1:1 y profundidad de 3 m, la que se limpió cuidadosamente y se rellenó de concreto. Su finalidad fue la de actuar como tapón tanto para dificultar el paso del agua a través de la falla por debajo del núcleo, como para servir de techo a las inyecciones de consolidación bajo la falla. De modo semejante, aunque con excavaciones de menor profundidad, se trataron las zonas de roca que se encontraban muy fracturadas a lo largo de la falla, rellenándose con 30 a 50 cm de espesor de concreto. En el

resto de la falla las fracturas se limpiaron con chorros de agua y aire a presión y se juntaron con mortero de cemento aplicado con cepillo.

En la zona de desplante del corazón, aguas arriba de la falla F-4, se coló una losa de concreto de espesor variable entre 1.0 y 2.2 m y dimensiones en planta de aproximadamente 35 x 16 m, anclada a la roca de cimentación mediante varillas corrugadas de 3.8 cm (1 1/2") de diámetro por 4.5 m de longitud colocadas formando una retícula de 2 x 2 m (Fig. 1.10); la función de esta losa fue regularizar la roca de cimentación y servir de techo a las inyecciones superficiales de consolidación.

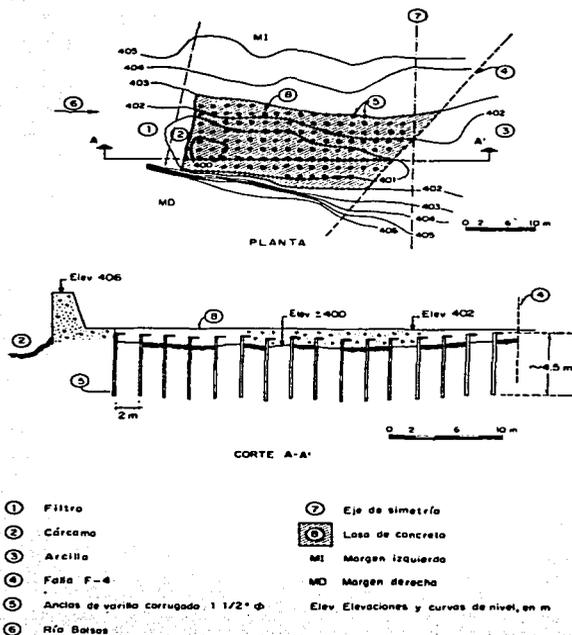


Fig. 1.10 Losa anclada de concreto para regularización de la roca de cimentación

Ref. 11

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El tratamiento superficial de la roca se efectuó desde el desplante (elevación 400 aproximadamente) hasta la corona (elevación 526) mediante una cuadrícula de perforaciones de 7.5 cm de diámetro (3") y 10 m de profundidad, con inclinaciones variables entre 30° y 45°, según la zona por tratar. Las dimensiones de esta cuadrícula en su primer etapa fueron de 12 x 12 m con un barreno central, cerrando a 6 x 6 m en segunda etapa, 3 x 3 m en tercera y barrenos intermedios para las etapas subsiguientes. Estos barrenos se inyectaron con lechadas estables de agua – cemento – bentonita, cuyas proporciones cemento – agua variaron entre 0.35 y 0.45 en peso y los porcentajes de bentonita (en relación al peso del cemento) estuvieron comprendidos entre 1.7 y 2.2%. Se utilizó una presión de inyectado de 5 kg/cm² entre 0 y 5 m de profundidad y de 10 kg/cm² entre 5 y 10 m. La tabla 1.2 presenta la información resumida sobre consumos de cemento y longitudes de perforación e inyección para el tapete.

Tabla 1.2. Longitud de barrenos de inyección y consumos de cemento en tapete de consolidación.

Frete	Longitud m	Consumo de cemento			Consumos de cemento por etapas, kg/m				
		m ³ /m	Kg/m	ton	I	II	III	Adicionales	
								IV	V
Margen izquierda									
Entre elev. 400 y 420	3570	0.171	100	361	141	84	111	101	54
Entre elev. 420 y 526	4920	0.121	60	294	53	89	50	31	13
Tratamiento de dique geológico.	3192	0.086	36	115					
Margen derecha									
Entre elev. 400 y 420	2740	0.087	45	123	50	45	35	16	
Entre elev. 420 y 526	4070	0.043	18	73	24	21	20	7	

Los consumos fueron particularmente altos en la zona de desplante de la margen izquierda en la que concurren diferentes accidentes geológicos (diques y fallas), llegando a tener absorciones de 500 a 2000 kg/m e inclusive consumos hasta de 70 ton de cemento en un tramo de 5 m correspondiente a los accidentes geológicos.

Simultáneamente al tapete se ejecutó la pantalla principal de inyecciones, tanto desde superficie como desde las galerías excavadas a diferentes elevaciones en ambas márgenes, la que abarca a la cortina, el vertedor y la casa de máquinas, como puede verse la figura 1.11.

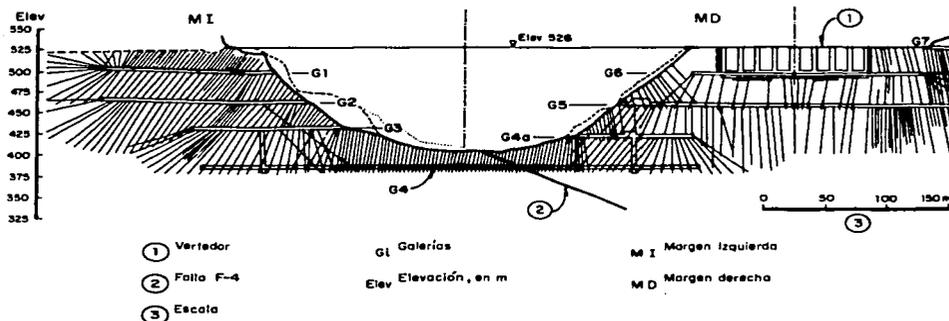


Fig. 1.11 Pantalla de inyecciones. Sección transversal perpendicular al río
Ref. 11

En este caso se utilizó una sola línea de inyección, procediendo por etapas: 12 m de separación para la primera, 6 m para la segunda, 3 m para la tercera y perforaciones intermedias para las etapas adicionales. Las perforaciones se efectuaron en diámetros de 5.7 cm (2 ¼") y las profundidades variaron entre 50 y 80 m. También aquí se tuvieron consumos altos en las galerías 1, 2 y 5, siendo necesario llegar hasta separaciones de 0.5 m entre barrenos. Generalmente se inyectaron mezclas estables agua – cemento – bentonita en diferentes proporciones según los consumos y sólo en casos aislados se utilizaron aditivos químicos (silicato de sodio).

En la tabla 1.3 se muestra el resumen de longitudes de perforación e inyectado y los consumos de cemento obtenidos en la ejecución de esta pantalla principal.

Tabla 1.3. Longitud de barrenos de inyección y consumos de cemento en pantalla principal

Frente	Longitud M	Consumo de cemento			Consumos de cemento por etapas, Kg/m						
		m ³ /m	Kg/m	ton	I	II	III	Adicionales			
								IV	V	VI	
Cortina. Margen izquierda											
Entre elev. 400 y 420	771	0.099	52	42	62	63	51	14			
Entre elev. 420 y 526	1805	0.055	23	41	38	20	16	18			

Cortina. Margen derecha											
Entre elev. 400 y 420	851	0.046	23	20	44	17	16				
Entre elev. 420 y 526	1235	0.036	15	18	27	11	4				
Galería No. 1	3454	0.175	81	280	200	273	227	161	138	19	
Galería No. 2	2720	0.041	16	44	13	18	12	24	31	13	
Galería No. 3	1806	0.028	13	24	16	10	17	5			
Galería No. 4*	985	0.017	6	6	7	6	5				
Galería No. 5	7315	0.047	18	129	20	16	15	18			
Galería No. 6	1834	0.073	32	60	52	25	19	17			
Galería No. 7	3855	0.119	55	212	58	62	42	63			

Adicionalmente, en las galerías 1 y 2 de la margen izquierda, se efectuaron barrenos de drenaje especiales de 25.4 cm de diámetro con ademe ranurado de 10 cm de diámetro relleno de gravilla el espacio anular entre ademe y barreno. Estos barrenos se localizan en las zonas que intersecan el dique geológico D-2 el cual por sus características deleznable podría provocar arrastre de finos a través de los barrenos convencionales de drenaje.

Otra parte importante del tratamiento de la cimentación fue la regularización de las laderas, particularmente en la margen izquierda, donde la calidad de la roca obligó a efectuar excavaciones importantes que cubicaron un volumen total de $270 \times 10^3 \text{ m}^3$.

1.3.4 Suelos y enrocamientos

Para la construcción del núcleo impermeable se utilizaron materiales arcillosos de los préstamos San Marcos y Remolino, distantes 8 a 10 km de la presa, almacenándolos temporalmente (tiempo mínimo: 15 días); se formaron terraplenes en capas de 40 cm de espesor humedecidas con aspersores para alcanzar los contenidos de agua de colocación, según se tratara de arcilla "húmeda" o "normal". Al respecto, cabe hacer notar que con base en el comportamiento que hasta la fecha se ha observado en la presa Chicoasén, en el diseño de esta presa se incorporaron también en el núcleo fajas "húmedas" y por tanto más deformables, en las fronteras con los filtros de aguas arriba y abajo y en el contacto con las laderas, en dichas zonas la arcilla se colocó con contenidos de agua hasta 3% mayores que el óptimo ($W - W_0 + 3\%$), en tanto que en el resto del núcleo se compactó el material "normal" con la humedad óptima más 1% ($W = W_0 + 1\%$).

El material impermeable corresponde a una arena arcillosa (SC - CL) con gravas, de origen coluvial formada por alteración de lutitas, con porcentaje de "finos" menores que la malla No. 200

comprendidos entre 20 y 50%. Las propiedades mecánicas de estos materiales se determinaron en el laboratorio con muestras cilíndricas inalteradas de 30 cm de diámetro y 70 cm de altura, extraídas a dos diferentes elevaciones del núcleo impermeable de la cortina, mediante pruebas triaxiales consolidadas no drenadas (CU) con medición de presión de poro y pruebas de compresión unidimensional.

Los filtros se formaron con material en greña de los playones del río, triturándolo parcialmente a tamaño máximo de 5.08 cm (2") y lavándolo para eliminar los finos (menores que la malla No. 200). Una vez saturados y lavados los materiales, se separaban en dos tamaños: "gravas" (material mayor de 0.9 cm (3/8")) y "arenas" (material menor de 3/8"); ambas porciones se mezclaron posteriormente con motoconformadora, en proporción tal que siempre se tuviera un volumen de arenas mínimo de 25% y que la curva granulométrica resultante quedara dentro de las curvas límite especificadas.

El material de transición 3 procede de la cantera Chachalacas al igual que los enrocamientos de mayor tamaño identificados como 4, 5 y 6 en la figura 2.1. La cantera está situada a una distancia aproximada de 1 km aguas arriba de la cortina, sobre la margen izquierda del río, y está formada por estratos (espesor menor de 3 m) de arenisca sana y competente. Sus resultados fueron obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidadas no drenadas (UU), efectuadas en especímenes cilíndricos de 30 cm de diámetro y 70 cm de altura en los que se trató de reproducir el peso volumétrico obtenido en el terraplén. Se realizaron además pruebas de compresión unidimensional con especímenes formados de la misma manera.

En las figuras 1.12 y 1.13 se presentan las granulometrías de los materiales utilizados en la construcción de la presa (núcleo, filtros, transiciones y enrocamientos), así como algunos resultados de las pruebas de resistencia (compresión unidimensional y compresión triaxial) para las arcillas y los enrocamientos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

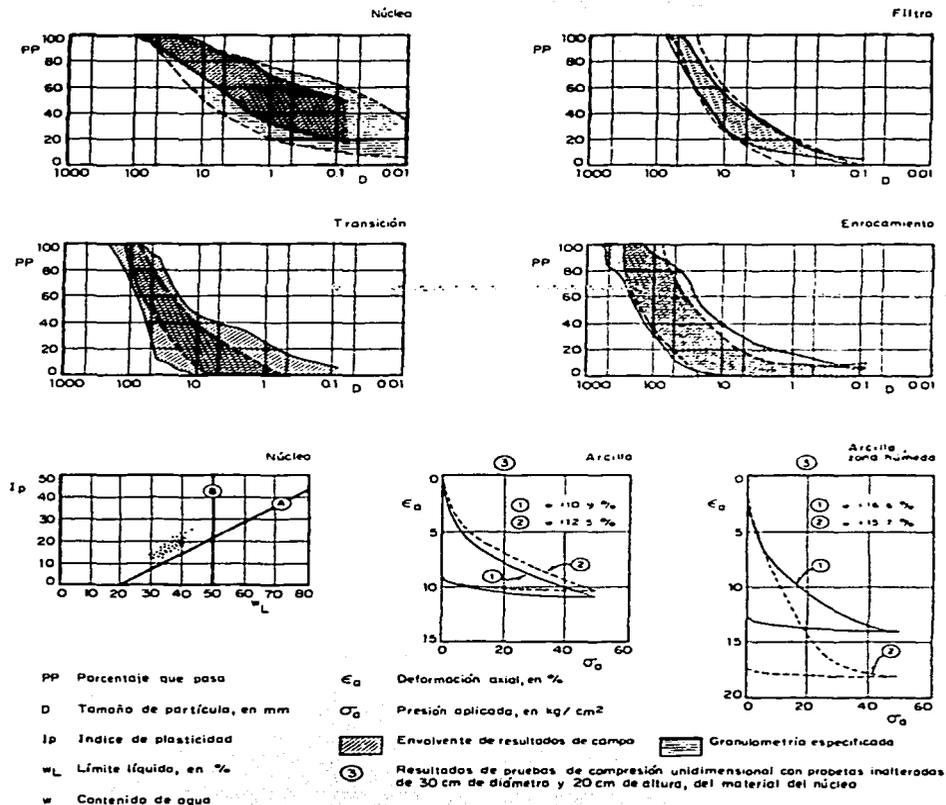
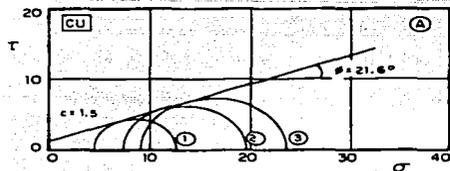
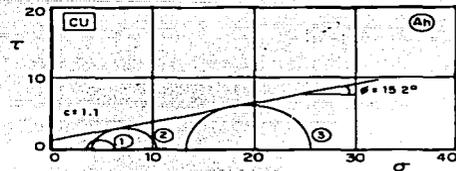


Fig. 1.12 Granulometría y propiedades de los materiales colocados en la presa

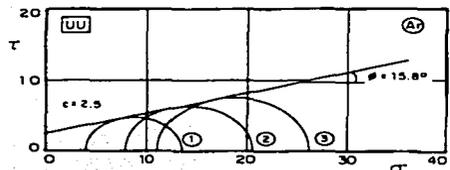
Ref. 11



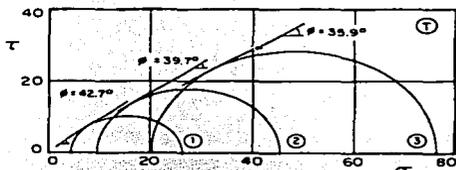
No.	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)$	σ_1 / σ_3	σ_3'	σ_1' / σ_3'
1	5	8.60	2.72	4.35	2.98
2	10	13.04	2.30	6.98	2.87
3	20	14.36	1.72	9.31	2.54



No.	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)$	σ_1 / σ_3	σ_3'	σ_1' / σ_3'
1	5	2.64	1.53	3.85	1.69
2	10	5.93	1.59	4.31	2.38
3	20	12.24	1.61	13.47	3.94



No.	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)$	σ_1 / σ_3	σ_3'	σ_1' / σ_3'
1	5	9.32	2.86	4.19	3.22
2	10	13.10	2.31	7.97	2.64
3	20	14.81	1.74	11.42	2.30



No.	σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)$	σ_1 / σ_3	ϕ
1	5	21.06	5.21	42.7°
2	10	35.44	4.56	39.7°
3	20	56.78	3.84	35.9°

- (A) Arcilla (muestras inalteradas)
- (Ah) Arcilla en zonas húmedas (muestras inalteradas)
- (Ar) Arcilla remoldeada (compactada en laboratorio)
- (T) Zonas de transición
- CU Pruebas triaxiales consolidadas no drenadas
- UU Pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas
- σ Esfuerzo normal, en kg/cm²

- T Resistencia al corte, en kg/cm²
- c Cohesión, en kg/cm²
- ϕ Angulo de fricción interna
- σ_1, σ_3 Esfuerzos principales totales, en kg/cm²
- σ_1', σ_3' Esfuerzos principales efectivos, en kg/cm²
- $(\sigma_1 - \sigma_3)$ Esfuerzo desviador, en kg/cm²

Fig. 1.13 Propiedades mecánicas de los materiales colocados en la presa

Ref. 11

1.3.5 Colocación de materiales

Se inició la construcción de la cortina en enero de 1982. En la tabla 1.4 se describen los materiales enumerados en la figura 2.1 y los procedimientos de colocación y compactación de cada uno de ellos.

Tabla 1.4. Características de los materiales y procedimientos de colocación.

No.	ZONA DE LA CORTINA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	PROCEDIMIENTO DE COLOCACION Y COMPACTACIÓN
1 _n	Núcleo impermeable Zona "Normal"	Arena arcillosa inorgánica de plasticidad baja a media (SC-CL)	Material humedecido y homogeneizado en almacenamiento colocado en capas de 40 cm, adicionando por aspersión su contenido óptimo más 1 a 2% dejándolo reposar en períodos mayores de 15 días. Colocado en capas de 20 cm de espesor en estado suelto compactadas con rodillos de almohadillas autopropulsados hasta alcanzar un grado de compactación no menor de 95% respecto a la prueba Proctor.
1 _n	Núcleo impermeable Zonas "blandas" de 4 m de ancho, en contacto con las laderas y con los filtros.	Mismo material que el 1 _n pero colocado con contenido de agua medio de 14.4%	Mismo procedimiento de preparación (excepto una mayor adición de agua para almacenarse con un contenido de agua mayor que el óptimo en 4% aprox.). Mismo procedimiento de colocación que el material 1 _n . La compactación del material en contacto con las laderas se efectuó con apisonadoras neumáticas. El resto con equipo similar al utilizado con el material 1 _n .
2	Filtros para protección del núcleo impermeable	Arena con gravas procedente de playones del río, lavada para eliminar finos y trituradas las gravas y boleos para limitar el tamaño máximo de partículas a 5.08 cm (2"). Bien graduada: D ₁₀ = 0.6 mm; C _u = 30 (valores medios)	Colocado en capas de 30 cm en estado suelto tendidas con motoconformadora para evitar segregación y compactadas con 2 pasadas de rodillo liso vibratorio de 10 ton de peso estático, sin vibrar, con objeto de no hacerlo demasiado rígido.
3	Transiciones	Fragmentos de arenisca sana proveniente de la cantera "Chachalacas", 1.0 Km aguas arriba de la cortina, tamaño máximo de partículas 15 cm (6"). D ₁₀ = 6 mm, C _u = 7 (valores medios). Pesos volumétricos obtenidos en calas: 1920 a 1950 kg/m ³ .	Colocado en capas de 30 cm de espesor en estado suelto, compactadas con un mínimo de 4 pasadas de rodillo liso vibratorio de 10 ton de peso estático.
4	Enrocamiento compactado	Fragmentos de arenisca sana proveniente de la cantera "Chachalacas", tamaño máximo de partículas 30 cm; % de finos no plásticos menor del 5%, D ₁₀ = 10 mm, C _u = 8 (valores medios). Peso volumétrico obtenido en calas: 2200 kg/m ³ .	Colocado en capas de 50 cm de espesor en estado suelto, empujando los tamaños más gruesos hacia las zonas 5 mediante tractor equipado con "peine" y compactando las capas con rodillo liso vibratorio de 13 ton de peso estático. Para acelerar el asentamiento de estas masas rocosas durante la construcción, a cada 10 m de altura de terraplén se riegan estos enrocamientos con un volumen equivalente a 280 litros de agua metro cúbico colocado.
5	Enrocamiento de protección	Fragmentos de arenisca sana, proveniente de la cantera "Chachalacas", tamaño máximo de fragmentos 100 cm.	Colocado en capas de 150 cm de espesor compactadas con dos pasadas de tractor D - 8 o similar.
6	Enrocamiento de gran tamaño (protección contra oleaje)	Fragmentos de 1 ton de peso o mayor proveniente de la cantera "Chachalacas".	Acomodados en el talud externo de aguas arriba con auxilio de grúas y/o cabrestantes.
7	Material de apoyo de los respaldos permeables	Material aluvial del fondo del río	
8	Plataforma de aguas abajo	Material producto de las excavaciones para el vertedor y otras estructuras. Roca muy alterada (generalmente lutitas) no adecuada para colocarse en la cortina.	Colocado en capas de espesor variable, compactadas con rodillo liso vibratorio y/o tractor, sin ningún control.

1.3.6 Aspectos Geotécnicos de las obras

Este subcapítulo se refiere a los estudios geotécnicos previos a la construcción de las obras e incluye la descripción del aprovechamiento hidroeléctrico, es decir, la obra de desvío, las márgenes de apoyo de la cortina, los bancos de materiales, la planta hidroeléctrica y la obra de excedencias.

Obra de Desvío

En el caso de los portales de entrada, se encontró que la roca era de pobre calidad en los primeros 25 m, lo cual obligó a desplazar los portales 12 m hacia el filo, quedando así con mayores cortes pero con mejor estabilidad. Finalmente fueron reforzados con seis marcos de acero y concreto colado en las zapatas de apoyo de los marcos. En las siguientes fotografías se muestra el estado actual de la obra de desvío (Foto 1.3 y 1.4).

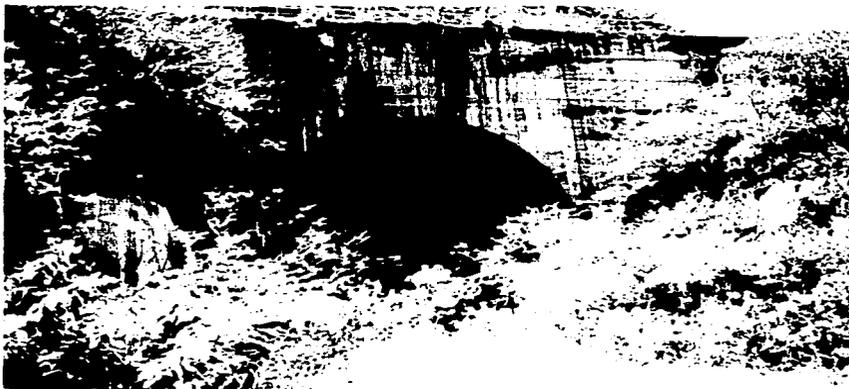


Foto 1.3 Túnel de desvío No. 2



Foto 1.4 Túnel de desvío No. 1

El portal de salida del túnel 1, presentó una situación más crítica y requirió 25 marcos y concreto colado para soportar la roca que aparecía afectada por una falla (F9) y próxima a una zona inestable de flujo plástico. En el túnel 2 en cambio, las condiciones de estabilidad fueron mejores, por lo que se requirió de la colocación de sólo seis marcos.

Las lumbreras para compuertas de cierre se hicieron mediante una lumbrera piloto de 2.4 m de diámetro excavada a contrapozo, que se banqueó utilizando la técnica de precorte. El soporte para estas lumbreras se diseñó para usar anclas de fricción de 1" de diámetro y 4 m de longitud, y también barrenos de 3" de diámetro y 6 m de longitud para drenajes a cada 10 m; todos se perforaron con 15° de inclinación ascendente.

Cortina

Con objeto de asegurar el emplazamiento de la cortina de materiales graduados en el lecho del río, se llevaron a cabo varias excavaciones para remover tanto los depósitos de río como la roca intemperizada. Esta labor permitió hacer un levantamiento geológico detallado de la zona que detectó las condiciones que influirían en el diseño del tratamiento de la roca en el área de la cortina. En las siguientes fotografías se muestra el estado actual de ambos taludes de la cortina (Fotografía 1.5 y 1.6).



Foto 1.5 Talud aguas abajo, visto desde margen izquierda.



Foto 1.6 Talud aguas arriba, visto desde margen derecha.

En general, la roca fue tratada con tapete de consolidación y pantalla de impermeabilización y el cauce del río, mediante trincheras. La zona del corazón impermeable, las márgenes izquierda y derecha, mediante galerías de inyección y drenaje.

Materiales de construcción

Los materiales de construcción tales como arena, grava, arcilla y roca fueron localizados en las cercanías del proyecto. De éstos se seleccionaron aquéllos que por sus mejores propiedades físicas sirvan a los fines requeridos.

Planta Hidroeléctrica

Obra de Toma

La obra de toma quedó excavada en la secuencia plegada de areniscas y lutitas, con estratos de 15 a 50 cm de espesor que pueden llegar ocasionalmente a un metro o más. Las capas tienen una inclinación de 17° a 35° al SE. Según los perfiles sísmicos el espesor de la roca alterada y decomprimida varía entre 10 y 20 cm. En la siguiente fotografía se presenta la obra de toma (Fotografía 1.7).



Foto 1.7. Obra de toma de la C.H. El Caracol.

Tuberías a presión

Hay tres tuberías a presión, cada una de ellas consta de dos tramos, uno semihorizontal y otro inclinado. El primero se excavó diagonalmente al rumbo de la estratificación y atraviesa al dique D3 cortando las fracturas N-S y E-W existentes en la zona. El tramo inclinado corta el dique D4 que

tiene de 4 a 5 m de espesor, e inclinación 55° al NW, y la fractura F9, que a su vez presenta un espesor variable entre 1 y 9 m. La fractura F9 con 70° de inclinación al SW, está formada por diversas discontinuidades rellenas de calcita, arcilla y roca cizallada. El tramo semihorizontal de la tubería interseca areniscas y lutitas que tienen velocidades de ondas sísmicas de 3.6 a 4.6 km/seg. El tramo inclinado fue diseñado con dos pendientes, una de 45° y otra de 65°. Estos dos diseños quedan ubicados en rocas que presentan velocidades de 4 a 4.6 km/seg.

Casa de máquinas

El macizo rocoso donde se excavó la bóveda que aloja la casa de máquinas está formado por una secuencia de arenisca y lutita compactas, de buena calidad, con fracturas de tensión causadas por el tectonismo. Generalmente los estratos son de espesores delgados (10 a 30 cm) y sólo ocasionalmente gruesos (1m). También pueden encontrarse zonas de alteración entre los planos de estratificación, pero principalmente en las fracturas. Es importante mencionar que el macizo rocoso se encuentra altamente plegado por anticlinales y sinclinales recostados; sin embargo, todos ellos conservan una misma dirección: rumbo NE-SW e inclinaciones al SE.

Plataforma de transformadores

Se excavó sobre la casa de máquinas a la elevación 485m. Para satisfacer las necesidades del área se necesitaron dos bermas a la elevación 510 m y 535 m con una altura máxima de 55 m cerca de la unidad 4, y con pendientes de 0.25:1. En la fotografía 1.8 se muestra el estado actual de la plataforma de transformadores.



Foto 1.8 Plataforma de transformadores.

Obra de Excedencias

La zona de vertedores está cubierta superficialmente por la unidad litológica UB, y se caracteriza por presentar estratos delgados de lutitas (10 – 20 cm) y de areniscas, cubiertos en la porción occidental por un conglomerado polimíctico de matriz calcárea. La porción más baja del filo tiene gravas y arenas de los depósitos aluviales del Río Balsas. En la siguiente fotografía se puede observar la obra de excedencias (Fotografía 1.9).



Foto 1.9 Obra de excedencias de la C.H. El Caracol.

Capítulo 2

Instrumentación

En este capítulo se presentan recomendaciones para la planeación de un sistema de instrumentación, los principios de medición y, dentro de las variables que se pueden medir, lo relativo a la medición de deformaciones y de esfuerzos en suelo y estructuras térreas, haciendo mención por separado de los dispositivos de registro empleados en pruebas de campo.

Tres tipos de mediciones son comunes en geotecnia: deformaciones y desplazamientos; presiones de poro y niveles freáticos, y esfuerzos; listadas en orden ascendente de dificultad. Las deformaciones, desplazamientos, presiones de poro y niveles freáticos, son relativamente bien medidos en la práctica presente y existe abundante literatura al respecto; sin embargo, la medición de esfuerzos presenta dificultades y es más difícil de llevar a cabo.

En general, las variables que pueden ser medidas en geotecnia son:

- Nivel freático
- Cargas
- Empujes de tierra
- Desplazamientos
- Deformaciones
- Temperatura
- Aceleraciones
- Apertura y cierre de grietas o juntas
- Presión de poro
- Presiones totales dentro de la masa de suelo
- Asentamiento o hundimiento de la superficie
- Giros
- Desplomes
- Vibraciones
- Caudales de agua

Debe considerarse que la característica principal que debe tener un instrumento sobre cualquier otra cosa es la confiabilidad, es decir, que se deben utilizar instrumentos confiables. Además de la confiabilidad están las siguientes características:

- Máxima simplicidad
- Repetibilidad
- Precisión y estabilidad en las lecturas
- Durabilidad
- Resolución y facilidad de lectura

- Mínima interferencia con el sitio
- Robustez para el manejo en obra
- Resistencia al medio ambiente hostil
- Facilidad para calibrar y verificar su funcionamiento
- Facilidad de instalación
- Poco sensible a efectos del tiempo

2.1 Planeación de un Sistema de Instrumentación

A continuación se presenta una relación general de los pasos que conviene seguir para proyectar una instrumentación conforme una secuencia lógica.

Antes de seleccionar un instrumento se debe:

- Definir las condiciones prevalecientes en el sitio de la obra
- Definir la finalidad específica de la instrumentación
- Seleccionar las variables que se van a medir
- Hacer una predicción del comportamiento de la estructura para fijar el intervalo de medición y la precisión del instrumento, dónde medir y en qué dirección.
- Decidir quién se encargará de cada una de las varias actividades involucradas en la instrumentación.

Antes de proceder a la instalación de la instrumentación se debe:

- Seleccionar el tipo de aparato
- Si se va a adquirir comercialmente, elaborar las especificaciones pertinentes
- Determinar los factores que pueden afectar a las mediciones
- Anticipar los procedimientos para asegurar confiabilidad en las lecturas
- Elaborar los planos de distribución de la instrumentación
- Hacer una lista que contenga la finalidad específica de todos y cada uno de los instrumentos
- Elaborar las especificaciones para la instalación de los aparatos
- Organizar todos los preparativos para la instalación
- Planear las actividades posteriores a la instalación.

Costos de la Instrumentación

La instrumentación por sí misma no es fácil de justificar desde el punto de vista económico. Sin embargo, cuando el costo de mediciones de campo queda justificado por las necesidades específicas de un proyecto, el avance que se logra en los conocimientos de ingeniería es a menudo una ganancia no prevista.

El costo de la instrumentación de cualquier obra, generalmente involucra tres aspectos:

- a) El costo de los aparatos
- b) El costo de la calibración e instalación de los instrumentos
- c) El costo de operación, mantenimiento y procesamiento de datos.

En general, se acepta como razonable una cantidad variando entre 0.5 y 1.5% del costo de la construcción, para cubrir exclusivamente el equipo y su instalación.

Selección de instrumentos

Un instrumento ideal debe tener las siguientes características:

- 1) Simplicidad en su diseño y operación, con el mínimo de partes móviles y de preferencia no eléctrico.
- 2) Debe ser robusto, resistente y confiable a largo plazo.
- 3) Durabilidad en el medio ambiente hostil del campo para minimizar las posibilidades de daños.
- 4) Se debe reparar y darle mantenimiento fácilmente si se tiene acceso a él.
- 5) Precisión y buena resolución en las mediciones a corto y largo plazo.
- 6) Fácil de calibrarse y recalibrarse y que mantenga inalterada la calibración a largo plazo.
- 7) Una historia previa de comportamiento satisfactorio.
- 8) Que no sea sensible a cambios en el medio ambiente, como temperatura y humedad.
- 9) Interferencias mínimas al instalarse en el sitio.
- 10) Procedimientos de instalación simples y congruentes con la experiencia del personal encargado.
- 11) Costo promedio mínimo (suministro, instalación, adquisición y procesamiento de datos e interpretación).
- 12) Los datos se deben obtener fácilmente con un mínimo de intervención humana.
- 13) Los datos deben ser significativos.

- 14) Intervalo adecuado de lectura tanto durante la etapa de construcción como a largo plazo.
 15) Un grado mínimo de automatización compatible con la conveniencia y economía generales.

2.2 Medición de deformaciones

La medición de movimientos del terreno, de cimentaciones y de obras térreas está dirigida a conocer con precisión los asentamientos (o hundimientos), desplazamientos laterales, cambios de posición y cambios de dimensión, así como variaciones de longitud en elementos de cimentación. Las mediciones de deformación están relacionadas con cuatro aspectos principales: desarrollo de grietas de tensión, inestabilidad debida a esfuerzos cortantes, pérdida de bordo libre en presas y observación del comportamiento con fines de investigación. La seguridad es la más importante de las razones para observar las deformaciones en las presas.

2.2.1 Mediciones Superficiales

Las mediciones superficiales, si se llevan a cabo con el grado de precisión necesario, pueden proporcionar información sobre la dirección y velocidad de movimiento de la superficie del terreno después de terminar una presa. El problema más difícil es a menudo el establecimiento de una línea base de referencia en terreno firme, localizada fuera de la zona de influencia del movimiento.

En la tabla 2.1 se presentan los métodos de medición superficiales más conocidos, dependiendo de la selección de un cierto tipo de características propias de cada proyecto.

Tabla 2.1 Mediciones Superficiales

Método de medición	Tipo	Principio de operación	Alcance y confiabilidad	Precisión	Ventajas	Limitaciones y precauciones
D I R E C T O	Escala graduada	Observación visual directa entre puntos fijos (distancia)	Corto	± 0.5 mm	Simple y económico	Poca precisión
	Micrómetro		Excelente	± 0.01 mm		Carrera corta
	Cinta			$\pm 1/5000$	Portátil	Poca precisión
	Extensómetro de barras telescópicas	Observación visual directa entre dos puntos, usando comparador de e arátula o micrómetro (distancia)	7.5 m Excelente	± 0.01 a 1 mm	Simple y preciso	Precisión limitada por flecha. Barras de acero invar.
	Extensómetro de cinta o alambre		50 m Excelente	± 0.02 a 1mm		Portátil

T O P O G R A F I C O	Cadenamiento: a) Ordinario (3er. Orden)	Observación visual directa entre puntos fijos usando cinta de acero común	Variable	$\pm 1/5000$ a $1/10\ 000$ de la distancia	Simple y económico	Se necesita que la superficie entre puntos sea relativamente plana y despejada y que los monumentos superficiales sean estables
	b) De precisión (1er. Orden)	Usando cinta de acero o invar (distancia)	Excelente	$\pm 1/20\ 000$ a $1/300\ 000$ de la distancia		Se deben hacer correcciones por temperatura y pendiente y usar un sistema de tensión constante
	Nivelación óptica: a) Ordinaria (2º. y 3er. Orden) b) De precisión (1er. Orden) Con micrómetro de placas paralelas y estadal especial)	Medición de elevaciones y cambios en elevación de referencias superficiales con respecto a bancos de nivel fijos.	30 m entre puntos. Excelente	± 3 a 6 mm o 1 cm en 1 km	Es simple y rápida, sobre todo con instrumentos autonivelables	Precisión limitada: se necesitan buenos bancos de nivel cercanos
			20 m entre puntos. Excelente	± 0.6 a 1.2 mm ± 0.06 mm en 30 m con nivel de precisión	Es más precisa	Se necesitan buenos bancos de nivel y puntos de referencia, así como seguir con cuidado los procedimientos convencionales
	Alineación óptica con tránsito y escala	Medición de desplazamientos horizontales tomando como base una línea de colimación entre bancos fijos.	0 a 1.5 m de desplazamiento Excelente	± 2 mm para 100 m con tránsito en dos posiciones	Es simple: permite observación directa	Se necesita una línea de colimación que no se altere con los movimientos, y buenos monumentos; la precisión puede mejorar usando una mira deslizante con vernier y repitiendo la alineación desde el extremo opuesto de la línea de colimación
	Alineación óptica con rayo láser y detector de fotoceleta		0 a 1.5 m Buena	± 0.3 a 3 mm	Es más rápida que con el tránsito	Las condiciones atmosféricas la afectan seriamente
	Triangulación	Trazo de poligonales para determinar cambios absolutos de posición entre puntos de referencia	Buena	± 0.6 a 12 mm	Se usa cuando no son posibles los métodos directos: es bueno para enlazar puntos fuera de la zona de construcción o en lugares poco accesibles	Se necesitan mediciones de precisión de distancias de base y de ángulo, se necesitan buenos monumentos superficiales
G E O D E S I C O	Fotogrametría	A base de fototeodolitos que se usan para tomar estereofotografías sucesivas desde una estación fija a lo largo de un eje fijo de la cámara	Buena	$\pm 1/5000$ a $1/50\ 000$ de la distancia	Puede registrar cientos de movimientos potenciales a la vez para la determinación del patrón general de desplazamientos	Las condiciones climatológicas pueden limitar su empleo
	Medición electrónica de distancias	Se emite un rayo modulado y se observa su reflexión desde una mira reflejante colocada al otro extremo de la línea	20 a 3000 m Buena	$\pm 1/50\ 000$ a $1/300\ 000$ de la distancia 0.03 a 1 cm		La precisión está afectada por las condiciones atmosféricas, la precisión para distancias cortas (>30 a 90 m) es limitada en la mayoría de los instrumentos.
	Trilateración	Localización de un punto o un triángulo midiendo la distancia electrónicamente			Útil para medir deformaciones directamente desde estaciones de control	

Observación visual directa con medidores portátiles

Los medidores portátiles de deformación se usan para observar los cambios en el espesor de grietas formadas en edificios o en la superficie del terreno natural. El movimiento de las grietas, sobre todo en la parte superior, y al pie de una zona bien definida de movimientos, es un indicador de la posible ocurrencia de deslizamientos.

Los extensómetros portátiles se emplean por ejemplo para medir los cambios en las dimensiones de una excavación y las deformaciones diametrales en el revestimiento de túneles. Al usar extensómetros portátiles se colocan puntos de referencia permanentes en los extremos opuestos del claro que se va a medir y el extensómetro se acopla a dichos pernos en el momento de la lectura. En la figura 2.1 se muestra esquemáticamente un extensómetro portátil de cinta de acero invar.

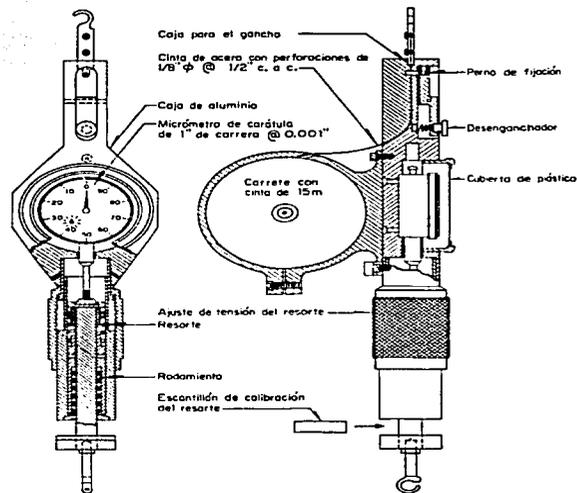


Fig. 2.1 Extensómetro portátil de cinta.
Ref. 2

Métodos topográficos

Los procedimientos topográficos ordinarios son fundamentales para determinar la magnitud y velocidad de desplazamientos laterales y verticales en mecánica de suelos e ingeniería de

cimentaciones. La precisión está controlada por la calidad de las técnicas de medición y por las características de los puntos medidos. En general, dondequiera que se instalen instrumentos geotécnicos para medir deformaciones, también se usarán métodos topográficos convencionales para correlacionar los datos con bancos de nivel. Sin embargo, para alcanzar la precisión requerida, se deben tener presentes los errores propios de estos métodos y la forma de minimizarlos. En general el equipo empleado debe tener una precisión mayor que la buscada en el resultado final.

Los procedimientos más comunes son: medición de distancias con cadenamiento, nivelación óptica, alineación óptica y triangulación.

- a) **Medición de distancias con cadenamiento.** Para la medición con cinta de desplazamientos se localiza un banco de referencia lo más alejado posible de la zona de movimientos del terreno, el cual servirá como base, y se miden las distancias entre dicho banco y todos los demás monumentos superficiales. Es común usar el mismo monumento para mediciones tanto de asentamientos como de movimientos laterales.
- b) **Nivelación óptica.** Este método topográfico convencional se usa para determinar la elevación y los cambios de elevación de puntos de referencia superficiales en el terreno o en una estructura. El orden de precisión de la nivelación es función del tipo de monumentos superficiales y del plano de referencia al cual están referidas las mediciones. Para determinaciones de movimientos absolutos es esencial que el banco de nivel de referencia se localice lo más lejos posible de la zona de movimientos del terreno para evitar su influencia. De preferencia deberá usarse un banco de nivel permanente desplantado en roca sana.
- c) **Alineación óptica.** Sirve para determinar movimientos laterales a partir de líneas de colimación definidas por bancos de nivel permanentes colocados en ambos extremos de la línea. Se instalan puntos de referencia superficiales en la estructura colocados de ser posible en una línea visual recta entre los bancos fijos; a medida que avanza el movimiento, la separación entre dichos puntos y la línea de colimación se debe medir con precisión ya sea con cinta de acero o con una mira deslizante con vernier colocada perpendicularmente a la línea de colimación, tomando como cero la marca o punto de referencia del monumento superficial.

- d) **Triangulación.** Este método resulta útil cuando no es práctico medir los puntos de observación directamente con cinta o escala graduada o cuando el área es muy grande. También permite la colocación de bases fijas a distancias lo suficientemente grandes para alejarlas de cualquier posibilidad de que queden comprendidas dentro del movimiento general de la zona de estudio. La triangulación implica mediciones muy precisas de ángulos y de distancias a una línea base; sin embargo, una vez que se ha establecido el sistema, sólo será necesario medir ángulos a los puntos observados y calcular sus movimientos.
- e) **Bancos de nivel.** El patrón de referencia más común es el banco de nivel. Aunque éste no es un método topográfico propiamente dicho, sí es una parte integral de ellos. El término banco de nivel se define como un punto de referencia estable que no se mueve en dirección vertical. El término se emplea en forma incorrecta cuando se hace mención a puntos de observación sobre superficies móviles. En la figura 2.2 se muestra esquemáticamente la construcción típica de un banco de nivel profundo. El material de relleno para las tres zonas que se indican en la figura puede ser lodo bentonítico.

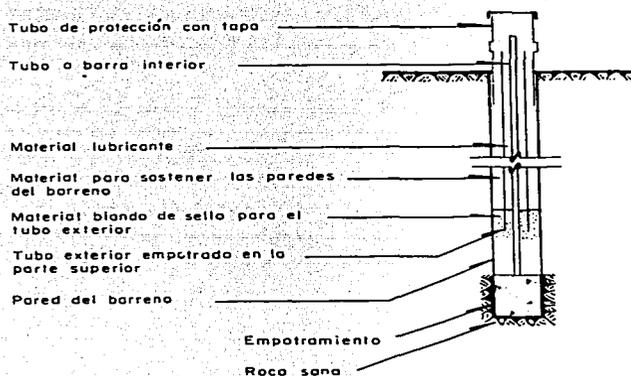


Fig. 2.2

Banco de nivel profundo

Ref. 2

Métodos Geodésicos

Los métodos geodésicos comprenden aquellos procedimientos topográficos que se emplean para cubrir una distancia relativamente grande, generalmente con gran precisión. Las técnicas que se comentan se refieren a fotogrametría, medición electrónica de distancias y triangulación. Estos métodos se están empleando cada vez más dentro de la mecánica de suelos y la ingeniería de cimentaciones.

- a) **Fotogrametría.** Esta técnica de medición de campo tiene todavía aplicación limitada y se ha empleado para registrar movimientos de estructuras y de presas de tierra y enrocamientos. Se emplean fototeodolitos o cámaras de precisión para tomar estereofotografías sucesivas desde una o dos estaciones fijas a lo largo del eje fijo de la cámara, y los movimientos se identifican en un estereocomparador; este procedimiento define componentes del movimiento que tiene lugar en el plano de la fotografía. Se han reportado precisiones comprendidas entre 6 y 9 mm en el caso de presas.
- b) **Medición electrónica de distancias.** La medición de distancias se puede hacer con una gran variedad de instrumentos medidores cuando se desea fijar la posición de la base de colimación. Los medidores de distancias hacen uso de la velocidad de la radiación electromagnética para medir distancias. Unos equipos utilizan radiación de microondas mientras que otros emplean luz infrarroja o luz visible. El principio básico consiste en emitir un rayo modulado y observar como es reflejado desde una mira reflejante colocada al otro extremo de la línea.

2.2.2 Medición de movimientos internos

Para el caso de presas de tierra, los dispositivos de medición se deben instalar dentro del cuerpo del terraplén antes de que se termine su construcción, con el fin de tener una historia completa de las deformaciones. Son pocos los casos reales reportados en la literatura que contengan registros de deformaciones internas durante la etapa de construcción. En la tabla 2.2 se presentan los dispositivos de uso más común para la medición de movimientos internos (asentamientos, expansiones o hinchamientos, desplazamientos horizontales y deformaciones unitarias) en puntos aislados y en forma continua, en una masa de suelo.

Tabla 2.2 Dispositivos de medición de movimientos internos

Método de medición	Tipo de aparato	Principio de medición	Alcance y confiabilidad	Precisión y ventajas	Limitaciones y precauciones
Medición directa de asentamientos en puntos aislados	Placa de asentamiento	La placa de la base se coloca antes que el relleno. El tubo vertical se va instalando por tramos a medida que se rellena el terraplén. Con ademe se a isla el tubo del asentamiento de los estratos arriba de la placa.	En terraplenes hasta de 4.5 m de altura	± 5 a 25 mm Simple	Interfiere con las operaciones de compactación. Muy susceptible a dañarse. Requiere brigada topográfica.
	Medidor mecánico de expansiones o hufamientos	Perno anclado al fondo de un barreno con barra de extensión de longitud conocida que embona en la punta cónica del perno. La elevación de la barra se mide con nivelación.	Variabile Regular	± 5 a 25 mm Simple y barato	Se necesita brigada de topografía. Riesgo de colapso de las paredes del barreno.
	Nivel de manguera	Los extremos de una manguera llena de agua se cuelgan de pernos fijos a la estructura. Con micrómetros se hace contacto simultáneamente con el espejo de agua obteniéndose las elevaciones relativas de los pernos.	Depende de la magnitud de los asentamientos esperados. Excelente	± 0.02 a 1 mm Mide asentamientos diferenciales. Muy preciso. Simple. Se ha empleado por mucho tiempo.	Gran cuidado para eliminar el aire atrapado. Muy sensible a la temperatura y presión barométrica. Ambos extremos deben estar a la misma elevación.
Medición a distancia de asentamientos en puntos aislados	Vertedor	Principio de vasos comunicantes. Se inyecta agua hasta derramar en el vertedor y se mide el nivel del agua en la caseta.	Variabile, dependiendo de la longitud de las mangueras y del asentamiento esperado. Excelente	± 5 a 20 mm Simple	Se deben expulsar las burbujas de aire. Los dos extremos deben estar a la misma elevación. Sensible a los cambios de temperatura.
Registro continuo de asentamientos en ademe vertical telescópico (medición directa)	Deformómetro vertical	Tubo de acero telescópico con perfiles transversales añadidos conforme crece el terraplén. El asentamiento de cada tramo se mide con un torpedeo de aletas retráctiles y cinta.	Depende de la separación en el cope. Buena	± 5 a 20 mm dependiendo de la calidad de la nivelación óptica. Se ha usado por mucho tiempo. Los perfiles transversales proporcionan un arrastre efectivo al tubo deslizante. Simple. Puede medir compresiones de gran magnitud.	Las aletas retráctiles del torpedeo de medición se pueden quedar abiertas. No se puede instalar en barrenos.
	Inclinómetro con ademe telescópico	Tubos telescópicos unidos por coples deslizantes. El asentamiento de cada tramo se mide con un torpedeo de aletas retráctiles y cinta.	Depende de la separación en el cope Buena en el caso de terraplenes	± 5 a 20 mm dependiendo de la calidad de la nivelación óptica. Empleado desde hace tiempo. Simple	La acción telescópica es gobernada únicamente por la fricción entre el torpedeo y ademe. No es adecuado para instalarse en barrenos.
Medición de desplazamientos horizontales a partir de cambios en la inclinación de un tubo de ademe	Inclinómetro del tipo de resistor lineal	Determinar el cambio en el ángulo de inclinación del tubo de ademe con una sonda a base de un péndulo que desliza sobre una bobina formando los dos brazos de un circuito en puente de Wheatstone.	$\pm 12^\circ$, opcional hasta $\pm 25^\circ$ Muy buena	± 20 mm en 30 m hasta 300 m Se ha usado por mucho tiempo. No es afectado por la temperatura. Puede medir también asentamientos empleando el torpedeo	Se necesitan cálculos muy laboriosos. Se necesita introducir la sonda cuatro veces en el ademe para movimientos en dos direcciones. No es adaptable a registro automático de lecturas.
	Inclinómetro del tipo de péndulo instrumentado con strain gages	La inclinación de la sonda se mide con strain gages adheridos a un péndulo rígido	$\pm 20^\circ$ Regular	± 10 mm en 30 m Intervalo de medición ajustable. Puede medir también asentamientos empleando el torpedeo	Cálculos muy laboriosos. Se necesita introducir la sonda cuatro veces en el ademe para movimientos en dos direcciones. Posibles errores debidos a corrimiento del cero, temperaturas o conexiones eléctricas

	Inclinómetro de tipo acelerómetro	La inclinación se mide con dos servo acelerómetros de circuito cerrado	$\pm 30^\circ$ opcional hasta $\pm 90^\circ$ Buena	± 5 mm en 30 m Se pueden leer dos ejes al mismo tiempo, tiene lectura automática y facilidades de registro también automático. Puede medir asentamientos usando el topoduro	Los cálculos son muy dilatados si no tiene lectura automática; necesita verificación manual de datos para detectar errores del registro automático. Necesita mantenimiento constante y es susceptible a brincos fuertes dentro del adente
Medición de deformación unitaria	Extensómetro lineal	Mide el cambio de distancia entre dos puntos por medio de un potenciómetro lineal acoplado a una barra protegida con tubos telescópicos	Depende de la carrera del potenciómetro Regular	± 0.3 mm; ± 0.1 % de la carrera del potenciómetro. Se emplea generalmente en presas de tierra y enrocamiento. Fácil de leer con un puente de Wheatstone Puede instalarse en cualquier dirección. Se pueden colocar varios en serie. Mide extensiones o compresiones	Problemas de estanqueidad de todas las partes eléctricas. Hay riesgo de fallas eléctricas una vez enterrado

Medición directa de asentamientos en puntos aislados

Las mediciones superficiales, cuando se efectúan con el debido grado de precisión, proporcionan información a menudo insuficiente sobre la dirección y velocidad del movimiento del terreno natural. En lo referente al análisis de estabilidad, cedencia de ataguías, desplazamientos en presas de tierra, etcétera, también resulta fundamental conocer con precisión la profundidad que abarca el movimiento.

- a) **Placas de asentamientos.** Se coloca una placa metálica sobre una superficie preparada a una elevación a la que se desee medir el asentamiento o sobre la superficie del terreno natural, antes de construir el terraplén o relleno, y en el centro de la placa se fija un tubo o barra metálica en posición vertical. Las dimensiones de la placa son lo suficientemente grandes como para que no sea arrastrada por las fuerzas cortantes que actúan sobre el tubo vertical al asentarse el propio terraplén. Se van agregando tramos verticales de tubo a medida que avanza la construcción. En la figura 2.3 se muestra una instalación típica.

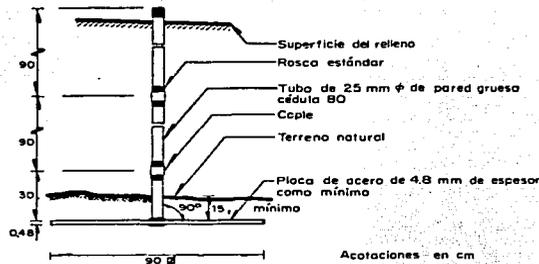


Fig. 2.3

Placa de asentamientos típica

Ref. 2

- b) **Medición de expansiones o bufamientos.** Puede ser de utilidad para evitar la falla de fondo de excavaciones a cielo abierto o para observar bufamientos del terreno, por ejemplo al pie de un terraplén durante la construcción o al hincar pilotes. El tipo más simple de medidor es un dispositivo mecánico que se muestra en la figura 2.4. Consta de una barra de punta cónica enterrada en el fondo de la excavación o del barreno y de un escantillón de longitud conocida que en cualquier momento durante el proceso de excavación se coloca dentro del barreno hasta acoplarse con la punta cónica; la elevación de la parte superior del escantillón se determina con nivelación topográfica, de donde se deduce la elevación de la punta cónica.

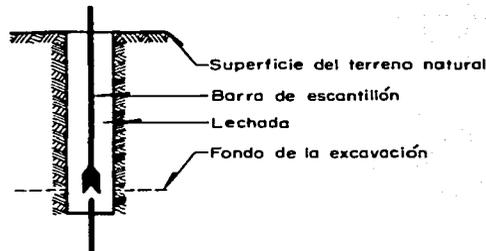


Fig. 2.4

Medidor de expansiones o bufamientos

Ref. 2

Medición a distancia de asentamientos en puntos aislados

- a) **Medidor hidráulico.** La posición vertical de un punto dentro de un terraplén se puede trasladar horizontalmente a un lugar conveniente fuera de la estructura, mediante un nivel de manguera dotado de un dispositivo de derrame (vertedor). La presión hidráulica necesaria para hacer que el agua derrame por el vertedor se mide con precisión en un punto de elevación conocida (en la caseta de instrumentación o en una galería) a partir de la cual se puede calcular la elevación del dispositivo. El principio de operación se muestra esquemáticamente en la figura 2.5.

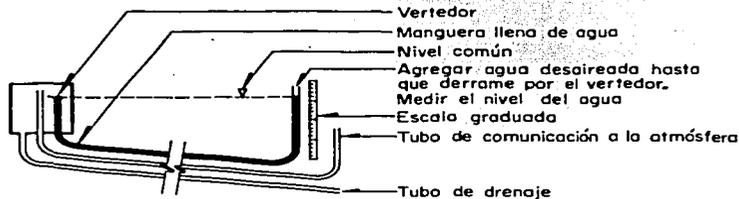


Fig. 2.5

Principio de medición del vertedor

Ref. 2

Registro continuo de asentamientos en ademes verticales (medición directa)

Todos los medidores de este tipo proporcionan datos de una serie de puntos sobre una línea vertical y están constituidos por un tubo vertical colocado entre los puntos de medición y la superficie del terreno.

- a) **Deformómetro vertical.** Para evitar la fricción negativa en el tubo vertical de las placas de asentamientos (en terraplenes de más de 4.5 m de espesor), el U.S. Bureau of Reclamation desarrolló un medidor de asentamientos con tubería telescopiada conocido como deformómetro. A partir de las mediciones con este dispositivo se puede calcular la compresión de las distintas capas y el asentamiento absoluto a lo largo del eje vertical del aparato. Los deformómetros se instalan en el terraplén durante la construcción.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para el caso de materiales que no contengan fragmentos rocosos, el diseño original del deformómetro establece el empleo de tramos de tubo de acero convencional de 38 mm de diámetro, en cada uno de los cuales se fija a la mitad de su altura una canal de acero de 75 mm con abrazadera y de ser posible soldadura (Figura 2.6). El espaciamiento vertical entre dos canales colocadas perpendicularmente entre sí en planta es de 3 m. Para unir dos tramos del tubo anterior se emplean como coples deslizantes tramos de tubo de acero convencional de 51 mm de diámetro nominal para formar juntas telescópicas, dejando una cierta separación entre los tramos contiguos del tubo interior. Con los perfiles transversales se logra que el tubo interior también se mueva un valor igual a la compresión del relleno en estudio.

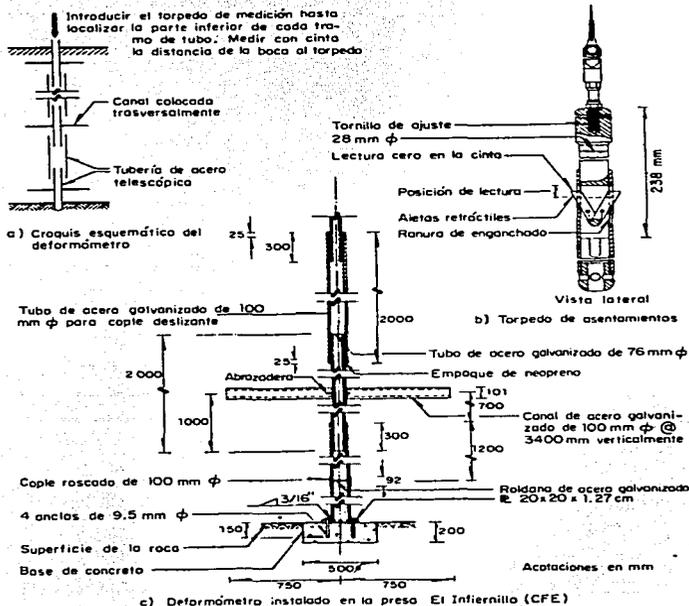


Fig. 2.6

Deformómetro vertical tipo Bureau of Reclamation

Ref. 2

- b) **Tubos telescópicos sin perfiles transversales.** Los tubos de ademe telescópicos para inclinómetro, se pueden usar también para medir movimientos verticales. Cuando se emplean únicamente como inclinómetro, los tramos de ademe se unen rígidamente con coples pegados o remachados. Sin embargo, al incorporar coples deslizantes cada 1.50 o 3.0 m, se pueden efectuar mediciones tanto de movimientos horizontales como verticales.
- c) **Otros tipos de medidores de asentamiento en tubos verticales.** Hasta ahora han tenido escasa aplicación los medidores a base de torpedos eléctricos que operan con el principio de inductancia o impedancia, los cuales se introducen con una cinta de acero en un tubo telescópico de PVC con juntas deslizantes, alrededor del cual se instalan a distintas elevaciones de un terraplén discos metálicos con un agujero al centro, que en teoría siguen el asentamiento del suelo independientemente del tubo. El torpedo actúa como detector de metales y con la cinta se mide la posición del disco, referida a la nivelación de la boca de la instalación.

Medición de desplazamientos horizontales. Inclinómetros

El desarrollo del inclinómetro como instrumento práctico y confiable ha sido uno de los avances más importantes dentro de los métodos de observación de campo. El inclinómetro ha tenido gran aceptación como aparato de medición en presas de tierra, ataguías, excavaciones ademadas y en otros tipos de estructuras de contención (muros, tablaestacas), así como en aplicaciones especiales y en diversos campos de la investigación.

El inclinómetro mide el cambio de pendiente de un ademe casi vertical colocado dentro de un barreno (Figura 2.7), o durante el proceso de construcción de un terraplén, o a veces fijado a una estructura; este procedimiento permite definir la distribución de movimientos laterales al deformarse e inclinarse el tubo, en función de la profundidad medida con respecto al nivel del terreno natural y en función del tiempo. En la actualidad se cuenta con dispositivos de registro automático de datos, carretes para el cable eléctrico y otros accesorios.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

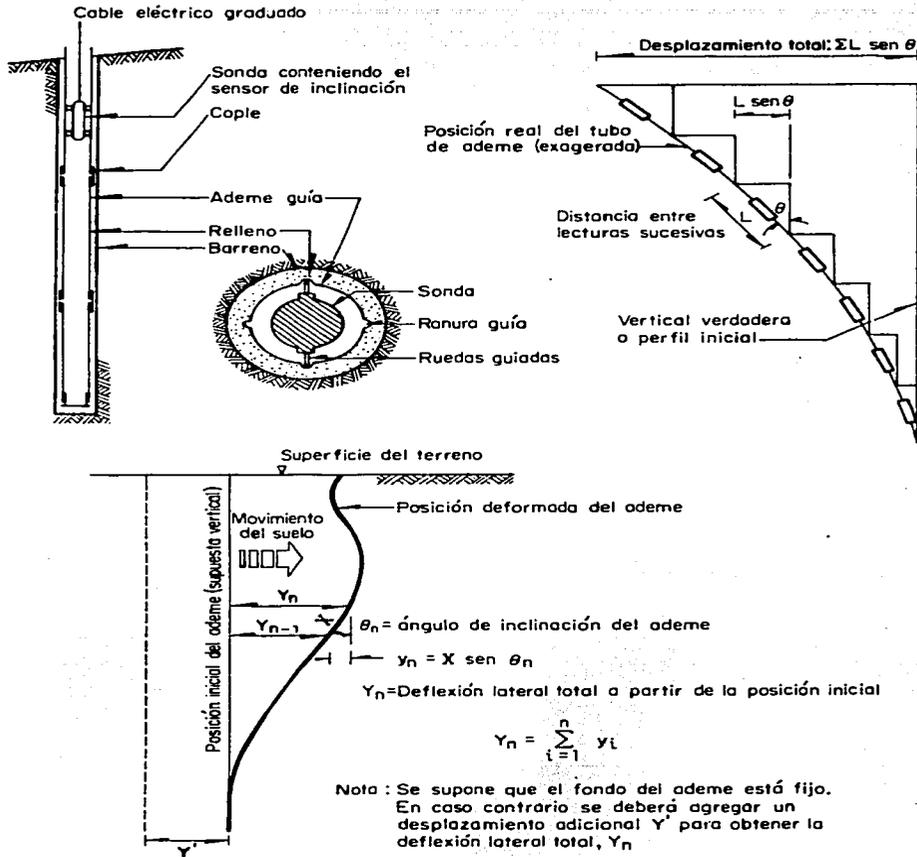


Fig. 2.7

Principio de operación del inclinómetro

Ref. 2

Principio de operación. Un sistema de inclinómetro consta de cuatro partes principales:

- 1) Un ademe guía que se instala permanentemente en una perforación casi vertical practicada en el terreno o se va colocando en un terraplén a medida que se construye. El ademe puede ser plástico, acero o aluminio, siendo este último el más común. Los tubos de sección circular generalmente tienen cuatro ranuras longitudinales para guiar el elemento sensor, aunque en algunos modelos se utilizan ademes de sección cuadrada.
- 2) Una unidad medidora hermética y portátil que se coloca generalmente dentro de una carcasa diseñada para deslizar dentro del ademe guía. Se le conoce a menudo como sonda.
- 3) Un cable de control para subir y bajar la sonda dentro del ademe y transmitir señales eléctricas a la superficie. Para el control preciso de la profundidad de la sonda, el cable está generalmente graduado o se baja junto con una cinta metálica de topógrafo empleando un adaptador acoplado al tubo de ademe, que tiene seguro de fijación del cable y escala graduada.
- 4) Una unidad portátil de control y lectura localizada en la superficie, cuya función es generar energía, recibir las señales eléctricas y exhibir las lecturas en indicadores de cuadrante o en forma digital.

En resumen los factores principales que pueden afectar la precisión de un inclinómetro son:

- Repetibilidad del sensor
- Procedimientos de instalación
- Ranuras en espiral
- Repetibilidad de las posiciones de lectura
- Efectos de temperatura y humedad
- Falta de experiencia del observador
- Procedimiento de medición
- Separación entre puntos de lectura
- Verificación de la suma de lecturas a 180°
- Sistemas de procesamiento de datos

Extensómetros

Sirven para medir el cambio de distancia entre dos o más puntos, cuya separación se conoce aproximadamente. Cuando la longitud medida es de 1 m o menos a estos aparatos se les llama medidores de deformación en vez de extensómetros. En estos últimos la precisión y repetibilidad dependen del tipo de elemento sensor y de su carrera.

En el caso de extensómetros colocados dentro de una masa de suelo, la aplicación más común se tiene en la medición de deformaciones unitarias dentro de presas de tierra, para lo cual se instalan durante la construcción. Estos aparatos están formados generalmente por un dispositivo medidor de deformaciones acoplado a una barra fija entre dos placas de anclaje (Fig. 2.8). El dispositivo de medición más usado es el potenciómetro eléctrico de movimiento lineal, con un circuito en puente de Wheatstone operado con baterías a distancia, efectuándose a mano las lecturas.

En la figura 2.9 se muestra el extensómetro lineal desarrollado por la Comisión Federal de Electricidad para medir deformaciones unitarias en cualquier dirección dentro del núcleo impermeable y de los respaldos de enrocamiento de presas de tierra. Las dos placas metálicas de anclaje están conectadas a un potenciómetro lineal por medio de una barra de acero inoxidable protegida con tubos telescópicos. La separación entre placas depende del tipo de suelo y de los movimientos esperados en cada material, a partir de los cuales se fija la carrera del potenciómetro. La precisión con la cual se puede medir el cambio de distancia entre placas es del orden de ± 0.3 mm. En general la sensibilidad esperada de los extensómetros es del orden de 0.1% de la carrera del potenciómetro, aunque la repetibilidad y precisión tal vez no sean mayores de 0.5 mm, dependiendo del tipo de anclaje y del elemento de conexión; sin embargo, estos valores son en general adecuados, ya que por ejemplo la deformación horizontal que puede provocar agrietamientos transversales en presas de tierra es del orden de 0.1 a 0.3 por ciento. Si la distancia entre placas de anclaje es demasiado pequeña, las variaciones locales pueden dar lugar a mediciones

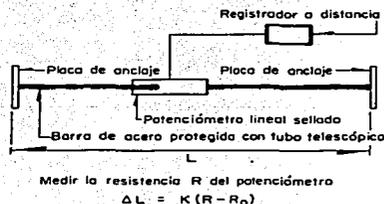
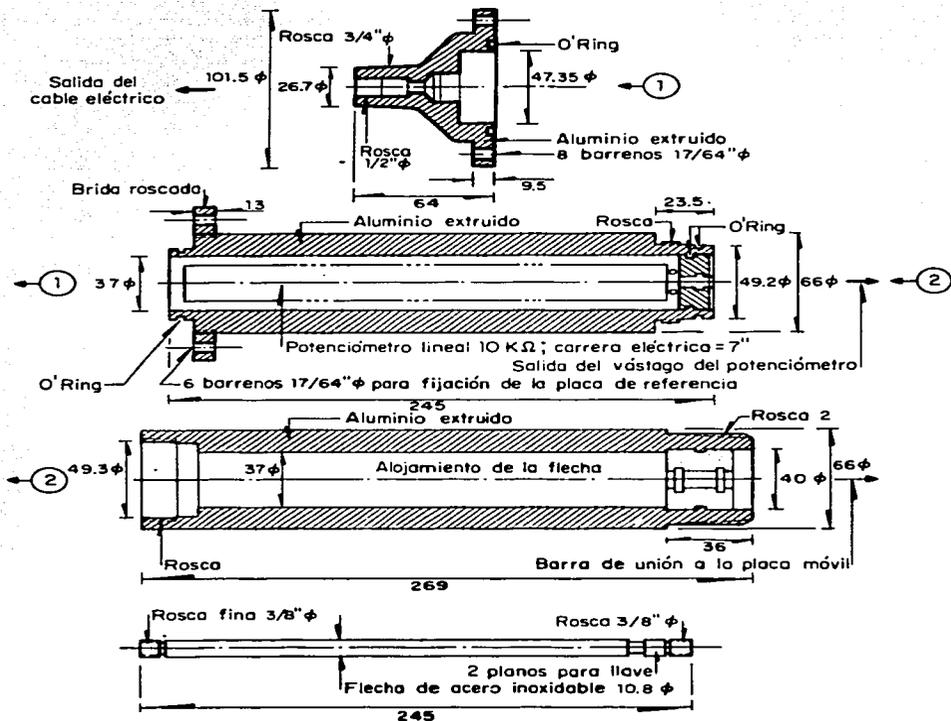


Fig. 2.8 Principio de medición del extensómetro lineal para presas de tierra
Ref. 2

no representativas, mientras que para una separación grande se integrarán las variaciones reales en un valor "promedio".



Acotaciones en mm

Fig. 2.9 Extensómetro lineal desarrollado por la CFE

Ref. 2

2.3 Medición de Esfuerzos

En este subcapítulo se describirá la medición de esfuerzos a base de celdas de presión y la medición de presiones de poro y de niveles freáticos con piezómetros.

Celdas de Presión

La estimación correcta de los esfuerzos en una masa de suelo y de los cambios de esfuerzos causados por las operaciones de construcción y por la aplicación de cargas, es un punto crítico en la ingeniería de diseño. Aunque los esfuerzos en suelos se pueden estimar empleando varios procedimientos analíticos, la medición real de estos esfuerzos es difícil.

Las celdas de presión se han utilizado a veces para medir esfuerzos en terraplenes y en estructuras en contacto con el suelo, es decir estos instrumentos miden ya sea presiones actuando sobre estructuras o en el caso más general, esfuerzos de campo libre dentro de un terraplén. Sin embargo, tales mediciones con frecuencia han demostrado ser poco confiables y alejadas de la realidad. No es fácil hacerlas, y la precisión de los valores medidos depende más del método de instalación y de las propiedades de los materiales que de las características de las celdas.

Para la medición de esfuerzos en una masa de suelo pueden surgir varios problemas, siendo el principal de ellos el garantizar que el dispositivo de medición (la celda), registre el esfuerzo promedio actuante. Es un hecho conocido que los esfuerzos medidos con una celda dependen en gran parte de la rigidez relativa entre la celda y el suelo en el cual se coloca.

Si la celda es demasiado rígida, el instrumento estará sometido a esfuerzos mayores que aquellos en el suelo circundante; lo contrario sucede cuando el sensor es más compresible que el suelo. Además, es difícil e incluso imposible, colocar el relleno de suelo alrededor de la celda en forma tal que tenga las mismas propiedades que el resto del terraplén. El instrumento ideal debería tener en consecuencia un diámetro grande para minimizar las concentraciones locales de esfuerzos y a su vez ser de muy poco espesor para minimizar los efectos de rigidez.

Tipos de Celdas

Glötzl desarrolló una celda hidráulica muy delgada a base de un sistema cerrado lleno de aceite (Fig. 2.10) que consta esencialmente de dos láminas de acero con sus extremos unidos entre sí en forma flexible (gato plano) llenando de aceite el espacio interior. El aceite se conecta a un transductor de presión a través de un tramo corto de tubo, a menudo montado en una de las caras de la celda, aunque el transductor se puede colocar a mayor distancia. El transductor contiene un diafragma de plástico que se opera a través de dos mangueras llevadas hasta una caseta de instrumentación. El aceite dentro de la celda se precarga ligeramente para mantener el diafragma en posición cerrada, lo cual ocurre al sellarse los extremos de los dos tubos de conexión llenos también de aceite. Para tomar lecturas se aumenta la presión del aceite inyectando un volumen pequeño y constante en uno de los tubos hasta que es suficiente para empujar el diafragma y permitir que el aceite regrese por el otro tubo. Cuando esto sucede se suspende el bombeo y el aceite regresa hasta que el diafragma obtura el tubo de retorno; la presión del aceite en el tubo de entrada, medida en la caseta de instrumentación, deberá entonces ser la misma que la del aceite de la celda actuando en el lado opuesto del diafragma de plástico. El gato plano que puede ser de geometría circular o rectangular, tiene una relación alta de área a espesor por lo que la celda resulta muy delgada y en consecuencia los efectos de distorsión debidos a variaciones en los módulos de deformación de la celda y del suelo son muy pequeños. Además de su simplicidad, este sistema posee muchas otras ventajas para emplearse en terraplenes.

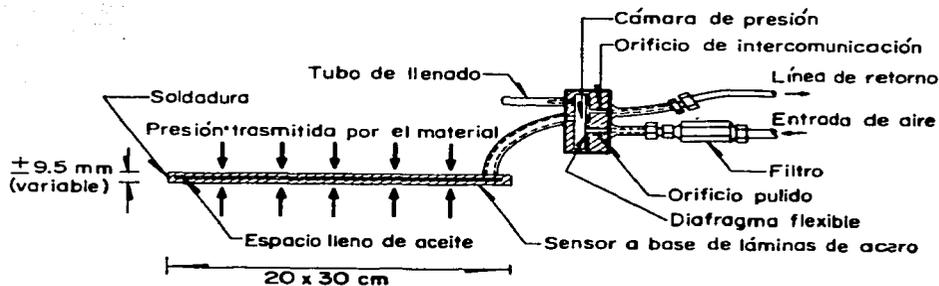


Fig. 2.10 Principio de medición de la celda hidráulica tipo Glötzl

Ref. 2

Con base en este sistema y variando únicamente el principio de medición del transductor de diafragma se ha desarrollado un transductor operado con aire, que se puede adaptar a celdas llenas de aceite (Fig. 2.11). También se pueden usar transductores eléctricos a base de cuerda vibrante (Fig. 2.12). Los transductores se unen a la celda por medio de tubería de acero flexible y se recomienda colocarlos cuando menos a una distancia equivalente a un diámetro de la celda, para que no afecte la distribución de esfuerzos alrededor de la celda.

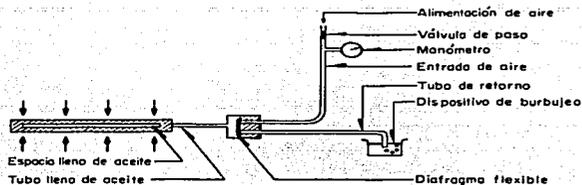
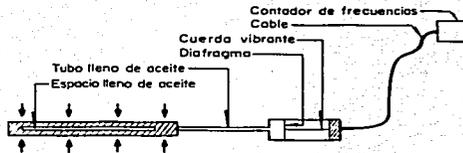


Fig. 2.11 Principio de medición de la celda de presión neumática
Ref. 2



Ref. 2.12 Principio de medición de la celda de presión eléctrica
Ref. 2

En la figura 2.13 se muestra la celda de presión de sección circular de uso más frecuente desarrollada por la CFE; se basa en el principio de la celda tipo Glöztel agregándole un anillo de rigidez alrededor del gato plano y cuyo elemento sensor es un transductor neumático con un diafragma de lámina de acero inoxidable recocido. Las líneas de inyección y salida del aire son tubos de nylon protegidos por tubería de acero telescópica.

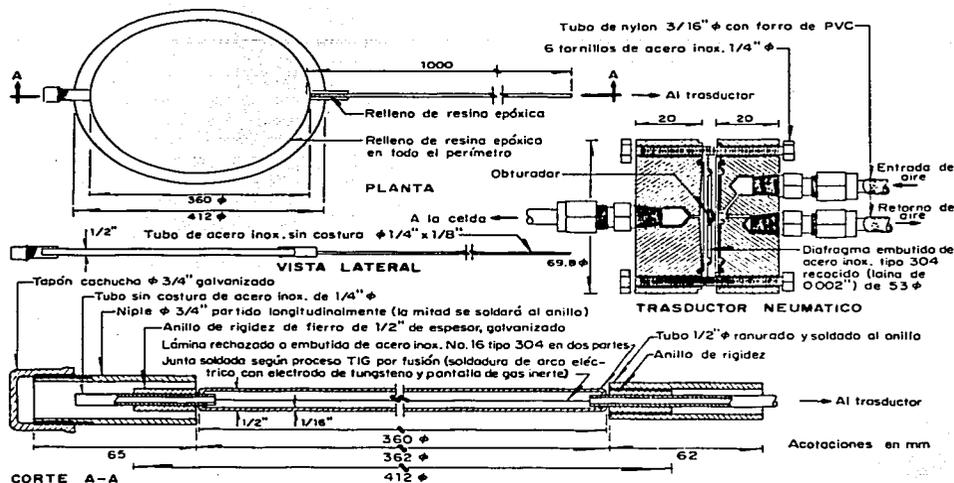


Fig. 2.13 Celda de presión total desarrollada por la CFE

Ref. 2

Factores que afectan las mediciones con celdas de presión

Cuando una celda de presión se introduce en una masa de suelo, el estado de esfuerzos en la vecindad del aparato se modifica debido a la redistribución de los mismos. De hecho, este estado modificado es el que registra la celda. La medición de esfuerzos totales en un punto dentro de una masa de suelo implica en primer lugar una celda de presión diseñada en forma tal que su presencia dentro del suelo no altere apreciablemente el estado dentro de la masa, y en segundo lugar contar con los medios necesarios para introducir la celda dentro del suelo sin alterar apreciablemente el estado de esfuerzos; este último requisito limita la medición de éstos dentro de una masa de suelo al caso de rellenos y a otras condiciones artificiales de colocación de los suelos.

Para la medición de empujes de tierra contra una estructura se necesita una celda de presión que se comporte similarmente a la estructura. Esto se puede lograr con un diseño adecuado. El problema

es que las presiones de contacto pueden ser razonablemente uniformes en toda la estructura en conjunto aunque son muy irregulares en superficies del tamaño de la mayoría de las celdas (15 a 45 cm de diámetro).

A menos que las propiedades de deformación de una celda de presión sean exactamente las mismas que las del elemento de suelo que va a reemplazar, su sola presencia afectará la presión en el suelo. Al aumentar la presión en el suelo debido por ejemplo a la construcción de una presa, una celda que sea menos compresible que el terraplén soportará más carga de la que le corresponde, mientras que otra que es más compresible subestimará la presión. Mientras más delgada sea la celda, menor será el efecto debido a la incompatibilidad de rigideces.

De lo expuesto anteriormente se concluye que los factores que afectan las mediciones con celdas de presión se pueden dividir en tres grupos principales: 1) propiedades y geometría de la celda; 2) propiedades del suelo dentro del cual se coloca la celda; 3) efectos debidos a aplicaciones especiales.

- a) Propiedades y geometría de la celda. Las propiedades y geometría de las celdas definen la influencia que puede tener el diseño de la celda sobre la medición de esfuerzos en suelos. Algunos de los factores relacionados con el diseño son los siguientes:
- Factor de forma (relación diámetro — espesor, D/T , de la celda). En general se recomienda que el factor de forma de una celda plana circular sea $D/T \leq 5$ para minimizar el error inducido por el espesor de la celda, suponiendo que tanto el suelo como la celda son elásticos, con módulos de Young E_s y E_c respectivamente. La presión registrada por la celda sólo puede ser correcta cuando $E_c = E_s$.
 - Factor de rigidez (E_c/E_s) y tipo de suelo. Una celda de presión más rígida que el suelo registrará de más, mientras que una más flexible medirá de menos. (Fig. 2.14).

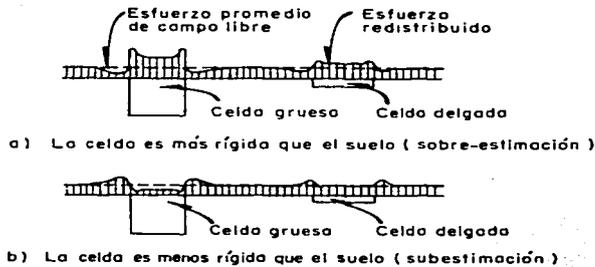


Fig. 2.14 Efecto inducido por las rigideces diferentes de la celda y del suelo

Ref. 2

- Deflexión de la celda y arqueado. El término "arqueado" se aplica en este caso a la habilidad que tiene un medio granular para autoportarse cuando se quite un apoyo externo. Las partículas de suelo se desplazan cuando se quita el apoyo y se forma un arco por efecto del aumento del esfuerzo de compresión en el contacto entre partículas.
- Distribución de presiones en la cara de la celda. Monfore encontró que una celda rígida en un suelo compresible podría afectar la distribución de presiones. Otro efecto importante es la naturaleza granular de la masa de suelo. El tamaño de partículas debe ser suficientemente pequeño comparado con el diámetro de la celda para así evitar efectos de cargas puntuales; la celda debe registrar un estado continuo más que una serie de cargas discretas.
- b) Propiedades del suelo alrededor de la celda. La relación de Poisson es posiblemente tan variable como el módulo de Young del suelo, por lo que el suponer un valor constante para un cierto suelo puede dar lugar a resultados engañosos.
- c) Proximidad de estructuras y de otras celdas. Como criterios generales a nivel de orientación para proyectar la posición relativa al colocar las celdas de presión se tienen los siguientes:
 - La separación horizontal mínima entre dos celdas debe ser de cuando menos 1 m.
 - La distancia libre vertical entre dos celdas debe ser de 4 veces el diámetro de la celda.

- Se necesita una separación horizontal mínima de sólo la mitad del diámetro de la celda, entre una celda y un muro de fricción.
- d) Usos especiales. Las celdas de presión dan mejores resultados cuando se emplean en un medio seco controlado, para medir esfuerzos relativamente estáticos. En muchas aplicaciones se utilizan celdas de presión para medir cargas dinámicas o para instalarse en medios ambientes hostiles.
- e) Condiciones de campo. El medio ambiente en el cual se va a colocar la celda de presión debe normar el criterio de protección de la celda contra las condiciones adversas. Entre las condiciones que pueden dar lugar a lecturas erróneas se tienen:
- Corrosión y humedad
 - Energía de compactación
 - Temperatura
 - Orientación
- f) Esfuerzos cortantes. Las celdas de presión generalmente se diseñan para medir esfuerzos actuando en dirección normal a sus caras. Podría pensarse en esfuerzos cortantes actuando en el plano de la cara. Si el suelo quedara adherido a la celda, esta fuerza podría alterar la deflexión y por ende la presión aparente medida por la celda.

Piezómetros

Para analizar el desarrollo del proceso de consolidación de terraplenes o de cimentaciones construidas sobre suelos blandos se necesitan medir los desplazamientos verticales y las presiones de poro. La medición de estas últimas es también parte esencial de una investigación del terreno, ya que el conocimiento de las presiones de poro en el terreno natural antes de la construcción puede destacar la necesidad de tomar medidas especiales durante el diseño o construcción.

Tipos de piezómetros

Los instrumentos empleados se agrupan en dos categorías generales: los pozos de observación para medición del nivel freático y los piezómetros para la medición de la presión de poro en una

zona localizada del suelo, debiendo el piezómetro estar sellado dentro de esa zona. Los piezómetros se pueden clasificar en cinco tipos:

- Abiertos
- Hidráulicos cerrados
- Neumáticos
- Eléctricos a base de cuerda vibrante
- Eléctricos a base de strain gages semiconductores

Los principales requisitos que debe satisfacer cualquier tipo de piezómetro son:

- Debe registrar con precisión las presiones de poro del terreno ya sean positivas o negativas y que los errores caigan dentro de límites conocidos y tolerables.
- El piezómetro debe interferir lo menos posible con el terreno natural y por ende con la respuesta del suelo en el cual se coloque.
- El piezómetro debe responder rápidamente ante los cambios en las condiciones del agua freática.
- El piezómetro debe ser robusto y confiable y debe permanecer estable durante largos periodos de tiempo.
- El piezómetro debe poder registrar en forma continua o intermitente según se requiera.

a) **Piezómetros abiertos.** Un piezómetro abierto está formado por un tramo de tubo de acero o plástico, perforado o ranurado, unido a un tubo vertical abierto a la atmósfera, estando el conjunto colocado dentro de un barreno relleno con arena (Fig. 2.15).

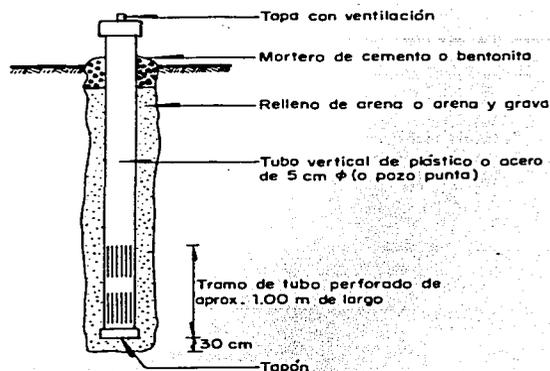


Fig. 2.15 Croquis esquemático de un piezómetro abierto típico

Ref. 2

b) **Piezómetro abierto tipo Casagrande.** Para poder medir la presión de poro en suelos cohesivos, para los cuales los piezómetros abiertos comunes y corrientes no son lo suficientemente sensibles, Casagrande desarrolló un piezómetro simple y barato que combina el principio de medición del abierto con los siguientes requisitos:

- Usar un bulbo poroso y tubería no metálica
- Que el bulbo poroso tenga un área de contacto con el suelo suficiente para garantizar una respuesta rápida del nivel del agua dentro del tubo a los cambios de presión de poro.
- Usar un tubo abierto que tenga el menor diámetro posible pero que aún permita la medición precisa del nivel del agua.
- Usar un sello efectivo entre el tubo vertical de plástico y el ademe dentro del cual se coloca el piezómetro (Se recomienda el sello de bentonita).

En la figura 2.16 se muestra el diseño original del piezómetro tipo Casagrande.

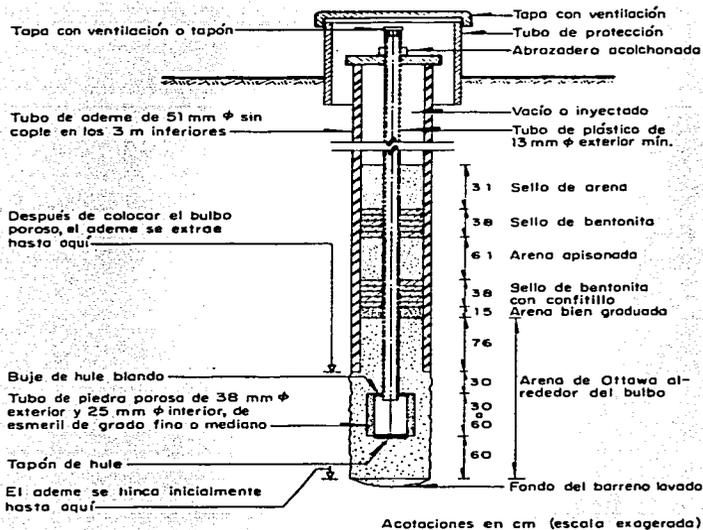


Fig. 2.16 Piezómetro abierto tipo Casagrande

Ref. 2

Entre las ventajas del piezómetro tipo Casagrande se tienen:

- El área de entrada relativamente grande del bulbo y el pequeño diámetro de la tubería vertical minimizan el gasto hidráulico necesario para equilibrar los cambios de presión de poro.
- El elemento filtrante se puede colocar en forma tal que se aislen las presiones de agua existentes en un estrato de espesor limitado, aunque esas presiones sean superiores a la hidrostática (si las presiones en el bulbo poroso hacen que el nivel del agua suba más arriba de la boca del tubo vertical, se pueden colocar extensiones o un manómetro de Bourdon).
- El aparato está fabricado con materiales inertes y durables a los que no les afecta la corrosión ni el deterioro.

- Se pueden efectuar pruebas sencillas en el piezómetro después de su instalación para verificar su sensibilidad y para determinar la permeabilidad del suelo a su alrededor.
 - El aparato es en sí autodesairable ya que el diámetro interior del tubo es suficiente para que las burbujas de aire escapen libremente a la atmósfera.
- c) **Piezómetros hidráulicos cerrados.** Un piezómetro abierto se convierte en "cerrado" cuando el tubo vertical se prolonga hasta conectarse a un medidor de vacío y/o presión a un manómetro, ya sea de Bourdon o de mercurio. En la figura 2.17 se muestra esquemáticamente un piezómetro hidráulico leído a distancia, cuyo empleo es frecuente para observar a largo plazo las presiones generadas por el flujo de agua a través de presas de tierra.

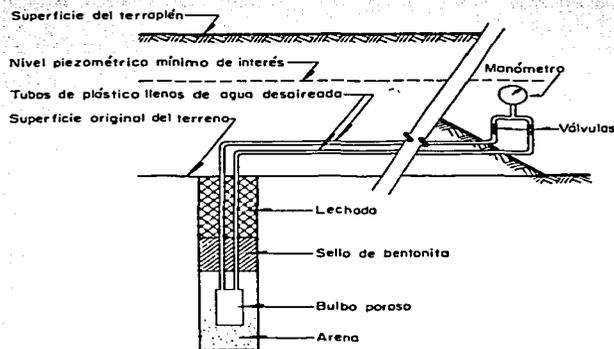


Fig. 2.17 Croquis esquemático de un piezómetro hidráulico cerrado empleado en terraplenes

Ref. 2

Entre las ventajas de los piezómetros hidráulicos se tienen las siguientes: el sistema se puede desairear durante su operación; el tiempo de retraso se puede controlar seleccionado adecuadamente el diámetro de los tubos; los medidores de presión están en el exterior y se pueden reparar o reemplazar si su capacidad resulta insuficiente, sustituir por un dispositivo más moderno o recalibrar y verificar su lectura cero en cualquier momento; los bulbos porosos y las mangueras de protección son baratas; no hay partes móviles enterradas y su confiabilidad a largo plazo es muy buena.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

d) **Piezómetros neumáticos.** Los piezómetros neumáticos constan esencialmente de tres partes: una válvula check sensible, mangueras de aire, y un dispositivo de medición que permite también inyectar aire a presión. La versión más simple de un piezómetro neumático se muestra en la figura 2.18. Se trata de medir la presión p , transmitida a través de un bulbo poroso fino. Se aplica una cierta presión de aire por el tubo de entrada y cuando excede el valor de p se flexiona el diafragma, dejando que el aire pase por detrás del diafragma hacia el tubo de retorno, y este flujo de aire se detecta mediante el burbujeo de un recipiente lleno de agua. Se cierra entonces la inyección de aire con la válvula de paso de entrada y cualquier presión remanente en los tubos mayor que p se deja escapar lentamente, en forma tal que el diafragma regresa a su posición original cuando la presión en el tubo de entrada iguala el valor de p . Esta presión se lee en un manómetro Bourdon y es la que interesa conocer.

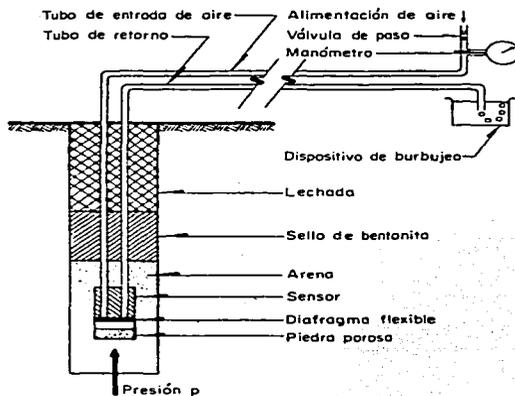


Fig. 2.18 Principio de medición del piezómetro neumático

Ref. 2

Antes de seleccionar un piezómetro neumático para una aplicación en particular, se deben tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- Usar un gas seco (CO_2 o nitrógeno seco) en vez de aire para evitar condensación del agua en los tubos. En su defecto se puede usar un tanque de aire comprimido y un elemento desecador.
- Instalar un filtro en la línea de alimentación para evitar que materiales extraños tapen los conductos de cierre del diafragma.
- El desplazamiento del diafragma debe ser mínimo.
- El material del bulbo poroso debe ser resistente a la corrosión y a fenómenos electrolíticos. El diafragma debe ser flexible para evitar que se deforme permanentemente en caso de una sobrepresión accidental.

Las ventajas que presentan los piezómetros neumáticos son las siguientes: se requiere un cambio volumétrico muy pequeño para operar la válvula sensible, por lo que el tiempo de respuesta es despreciable; simplicidad en su operación (se pueden usar consolas portátiles de lectura); interferencia mínima con la construcción; estabilidad a largo plazo; posibilidad de soportar las líneas; se puede usar tubo de plástico de bajo costo para inyectar el aire al piezómetro; las lecturas son directas; no se necesitan desairear las líneas.

e) **Piezómetros eléctricos a base de cuerda vibrante.** El principio de operación de un piezómetro eléctrico se basa en un diafragma que se flexiona bajo la acción de la presión de poro actuando en uno de sus lados después de pasar por una piedra porosa. Dicha deflexión es proporcional a la presión aplicada y se mide por medio de diversos transductores eléctricos, siendo el más común el de cuerda vibrante. En la figura 2.19 se muestra esquemáticamente un piezómetro eléctrico a base de cuerda vibrante.

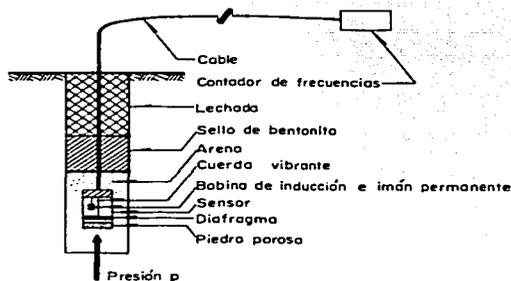


Fig. 2.19 Piezómetro eléctrico a base de transductor de cuerda vibrante

Ref. 2

- f) **Piezómetros eléctricos a base de strain gages semiconductores.** En este caso se emplea un transductor de presión del tipo semiconductor cuya cara sensible está en contacto directo con la presión de poro transmitida por el agua que fluye a través de la piedra porosa. Presenta como ventajas su facilidad de lectura, tiempos de respuesta rápidos, pueden leer presiones de poro negativas y sirven para mediciones dinámicas y registro automático. Sin embargo, algunos modelos son sensibles a la temperatura, su estabilidad a largo plazo no se ha demostrado y las mediciones se pueden alterar si se transmiten a largas distancias.

Factores que afectan la selección de piezómetros

Entre los factores más importantes se tienen los siguientes:

- **Confiabilidad y durabilidad.** Los piezómetros se instalan generalmente en un medio ambiente difícil y pueden dejar de funcionar debido a picaduras en los tubos, taponamientos por burbujas de aire, cortos circuitos en los sistemas eléctricos y fallas en la operación de partes móviles enterradas.
- **Tiempo de respuesta.** El problema esencial de un piezómetro es que la energía necesaria para operarlo impide que el aparato registre inmediatamente los cambios de presión de poro. Para un cierto cambio de presión, esta energía es proporcional al volumen de agua que debe fluir hacia el instrumento.
- **Presión de poro del aire.** Los suelos parcialmente saturados, presentan problemas especiales debido a que el gas dentro de los vacíos se encuentra a presiones más altas que la del agua, como resultado de la tensión superficial en el menisco. Por tanto, se debe asegurar si el piezómetro está leyendo la presión de aire al bulbo del piezómetro y así garantizar que lo que se está midiendo son presiones de poro, se pueden usar filtros de cerámica porosa fina con valores altos del umbral de entrada del aire.

- **Mangueras o tubos de conexión.** Pueden presentar problemas adicionales a consecuencia de la difusión ya sea de aire o vapor de agua a través de las paredes de las mangueras o tubos de unión al piezómetro. Además, los asentamientos o los movimientos horizontales pueden aplastar las mangueras y en el caso de piezómetros abiertos, pueden impedir el descenso de la sonda de detección del nivel de agua.

2.4 Dispositivos de medición empleados en pruebas de campo

Micrómetros

Los micrómetros también llamados indicadores de cuadrante o comparadores de carátula, son dispositivos mecánicos para la medición precisa de deformaciones axiales pequeñas, deflexiones y cambios de dimensiones. Con este instrumento el desplazamiento de un vástago metálico rectificado, colocado en contacto con el elemento que se mueve, se trasmite a través de un mecanismo de piñón y cremallera a un tren de engranes que acciona a la aguja indicadora. El vástago está unido a un resorte de retorno para mantenerlo en contacto con el elemento móvil. Con el tren de engranes se pueden amplificar divisiones hasta de 0.001 mm en la carátula graduada y en algunos modelos se tiene una carátula más pequeña para contar las revoluciones o número de vueltas de la aguja grande.

Celdas de carga

La construcción de dispositivos medidores de carga es bastante simple y existen en el mercado muchos tipos con diseño aceptable. Sin embargo, debido a la gama de valores de cargas que se pueden medir, a las condiciones del medio ambiente, y a la necesidad de reducir los costos en algunas ocasiones, se emplean generalmente celdas de carga con diferentes principios de instalación. La selección de un cierto tipo de celda de carga está en general controlada por tres factores: a) los costos involucrados, b) las condiciones del medio en el que se va instalar, y c) la naturaleza de la carga que se va a medir y la precisión esperada.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Celdas de carga mecánica

En casi todas las celdas de carga se utiliza el principio de deformación de un cuerpo "elástico" bajo el efecto de una fuerza exterior para determinar la carga aplicada por medio de un factor de calibración de la celda. El anillo de carga (Fig. 2.20) es un dispositivo de precisión para medir cargas en materiales con comportamiento elástico y se usa generalmente para determinar o verificar la carga de una máquina de compresión universal, estando el anillo colocado entre las placas de aplicación de carga de la máquina.

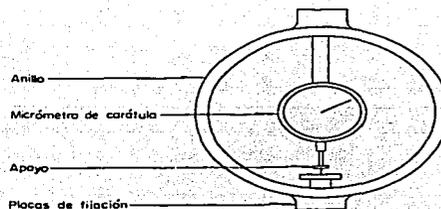


Fig. 2.20 Anillo de cargas
Ref. 2

La desventaja principal del anillo de carga al emplearse en el campo es la dificultad para garantizar que la carga aplicada sea axial. Se ha tratado de conseguir esto por medio de apoyos embalados y alineando cuidadosamente el anillo al principio de la prueba o de la medición. A pesar de estas precauciones sigue existiendo la posibilidad de que el anillo se cargue con cierta inclinación acarreado errores.

Celda de carga instrumentada con strain gages

El principio de operación de estas celdas está en la propiedad fundamental de un metal conforme a la cual la resistencia eléctrica varía directamente proporcional a la deformación inducida por una carga mecánica aplicada. Para fabricar una celda de carga, un número prefijado de strain gages de resistencia eléctrica se pega a la superficie de un elemento metálico de dimensiones muy precisas cuidadosamente maquinado. Al cargar este elemento se induce una deformación que resulta proporcional al esfuerzo del material en el lugar en que se fijó el strain gage. Este principio de operación se emplea en las celdas de este tipo, existiendo diferencias en cuanto a la forma y dimensiones del elemento o elementos metálicos, la disposición de los strain gages y la técnica de medición de la señal de salida de estos últimos. En la figura 2.21 se muestra el elemento medidor de

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

carga de una celda instrumentada con un circuito a base de cuatro strain gages sujetos a deformación.

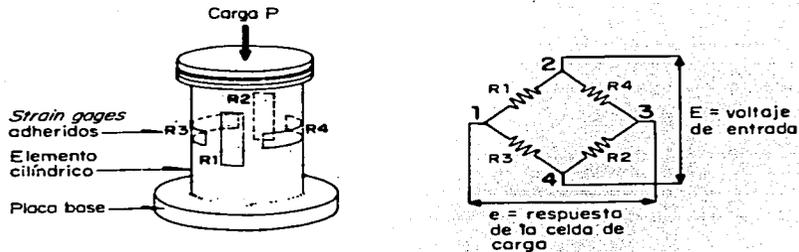


Fig. 2.21 Celda de carga instrumentada con strain gages y su circuito en puente de Wheatstone
Ref. 2

La ventaja principal de una celda de carga con strain gages estriba en su simplicidad. El elemento es muy rígido y sólo se necesitan desplazamientos de fracciones de milímetro para que se alcance la carga máxima. Tiene una respuesta rápida ante cargas que varían rápidamente. Dependiendo del método de fabricación, la sensibilidad de la celda de carga se puede predeterminar escogiendo el número de elementos a emplear y la distribución de los circuitos a base de strain gages. Las celdas son relativamente planas y estables. Se necesitan cuidados especiales durante la fabricación para garantizar que todos los strain gages estén correcta y firmemente adheridos y que la celda se selle perfectamente contra el agua.

Celda de carga de cuerda vibrante

Este tipo de celda es un medidor mecánico muy simple capaz de conservar sus dimensiones y frecuencia de vibración dentro de un nivel de precisión muy alto. El principio básico de operación se refiere a que el cambio en la frecuencia natural de vibración de un alambre estirado depende del cambio en la tensión del alambre. En la práctica el alambre de medición se estira entre dos puntos de un elemento estructural, o de un transductor, usado para registrar el cambio de carga. Cuando se induce una oscilación en el alambre, éste vibrará bajo su frecuencia natural o de resonancia.

Las ventajas principales de la celda de medición de carga a base de cuerda vibrante son: a) es práctica, precisa, sensible y estable; b) el tipo de construcción es robusta y el elemento está colocado dentro un molde de prueba de agua; c) es fácil su instalación; d) es posible reparar un alambre dañado; y e) las mediciones pueden hacerse a distancia y rápidamente.

Celda de carga hidráulica

La forma más simple es el gato o cilindro hidráulico en el cual la presión transmitida al aceite se registra en un manómetro de carátula. Los efectos de fricción en el vástago del gato limitan el empleo de este dispositivo y con frecuencia se coloca en serie con un anillo de carga durante pruebas de carga en pilotes.

Medidores de Filtraciones

En lo referente a medición de filtraciones en presas de tierra y enrocamiento, en la actualidad se ha optado por dejar sistemas complejos de drenaje interno. La cuantificación precisa del gasto en cada componente individual del sistema proporciona información amplia sobre el comportamiento del terraplén, así como una señal de peligro anticipada de cualquier mal funcionamiento.

Los sistemas de medición de flujo se pueden clasificar en dos grandes grupos, medidores de volumen y medidores de gasto. En los medidores de volumen el elemento primario mide cantidades aisladas de fluido ya sea en términos de masa o volumen. En los medidores de gasto el fluido pasa en un flujo continuo e ininterrumpido que interactúa con el elemento primario en una cierta forma, dependiendo de una o más de las propiedades físicas del fluido.

Medición de volúmenes

En los casos en que pueda suponerse que el flujo de agua es razonablemente constante, resulta adecuada la medición volumétrica del flujo. Posiblemente el tipo más elemental de medidor volumétrico sea un recipiente o tanque aforado.

Medición de gastos

Los dispositivos que se utilizan para la medición de gastos de filtraciones se caracterizan desde el punto de vista de su operación hidráulica por la variación simultánea tanto del área transversal al flujo como de la carga. Sin embargo, estos parámetros no varían independientemente, y se necesita cumplir que el elemento primario del dispositivo produzca un flujo que esté caracterizado por una relación conocida entre la medición del nivel del líquido en un cierto punto y la descarga promedio. Esta relación o curva carga – gasto es la calibración de la estructura o dispositivo en donde se determinó.

En la figura 2.22 se muestran las partes constituyentes de un vertedor de cresta angosta. Cuando la parte superior de un cimacio es angosto o está afilada en su borde de aguas arriba, en forma tal que el agua no haga contacto con ninguna parte de la estructura aguas abajo del vertedor, sino que más bien la brinque, al cimacio se le clasifica como de cresta angosta. Dentro de esta clasificación el tipo de uso más general para el aforo de filtraciones es el triangular o en forma de V, ya que permite la medición precisa de gastos pequeños (Fig. 2.23).

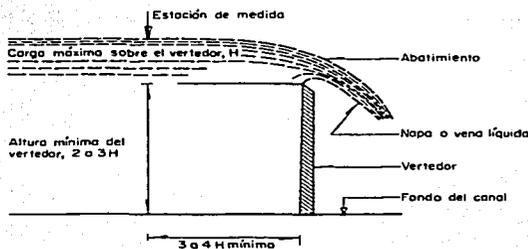


Fig. 2.22 Vertedor de cresta angosta para medición de gastos hidráulicos
Ref. 2

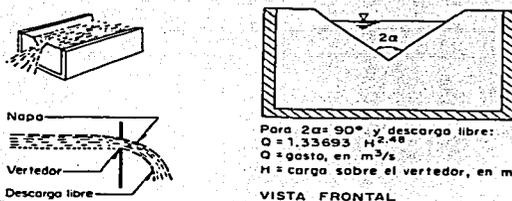


Fig. 2.23 Vertedor triangular para la medición de gastos pequeños
Ref. 2

Capítulo 3

Comportamiento durante la construcción de la C.H. Ing. Carlos Ramírez Ulloa

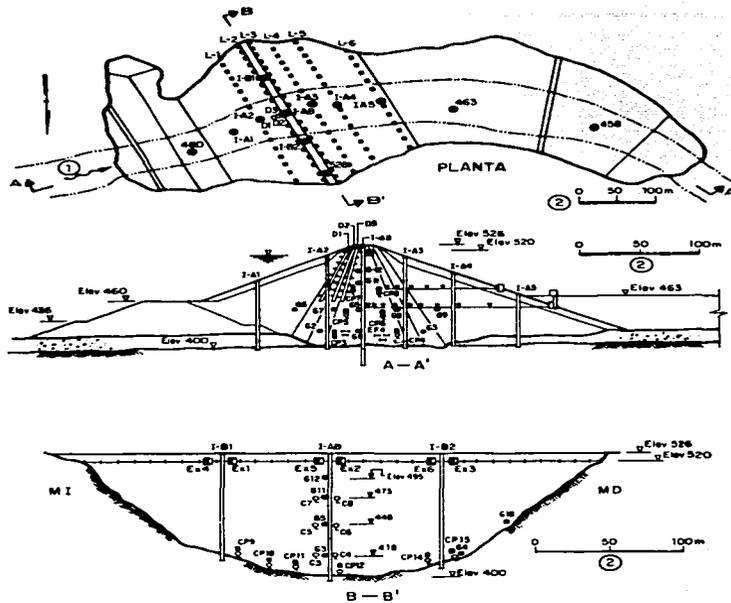
La presa El Caracol, al igual que todas las estructuras de materiales graduados construidas por la CFE en los últimos 25 años, ha sido instrumentada. Los criterios adoptados al respecto son similares a los usados en el caso de las presas La Angostura y Chicoasén; se pretende, en particular y mediante la medición de esfuerzos y deformaciones en diferentes puntos de la cortina, estudiar los efectos de interacción entre las diferentes zonas de la presa: núcleo (zonas "húmeda" y "normal"), filtros, transiciones, enrocamientos y contactos con las laderas.

En general y como en las presas antes mencionadas, la mayoría de los instrumentos están alojados en dos planos normales entre sí, aproximadamente coincidentes con las secciones máximas longitudinal y transversal de la cortina.

En este caso, la existencia de la falla geológica F-4 cruzando la cimentación de la presa aunada a la potencialidad sísmica de la región, obligó al diseño de una instrumentación especial a lo largo de dicha falla, con objeto de captar posibles movimientos de la misma, que pudieran poner en peligro la seguridad de la estructura.

3.1 Instrumentación

La figura 3.1 presenta en planta y elevación la instrumentación propuesta para la presa, excepto la ubicación de acelerógrafos y sismógrafos. El número, ubicación y tipo de instrumentos se indica en la tabla 3.1. En la figura 3.2 se muestra la instrumentación sobre la cimentación a lo largo de la falla F-4, incluyendo los datos de localización (rumbos e inclinaciones) de cada uno de los aparatos instalados.



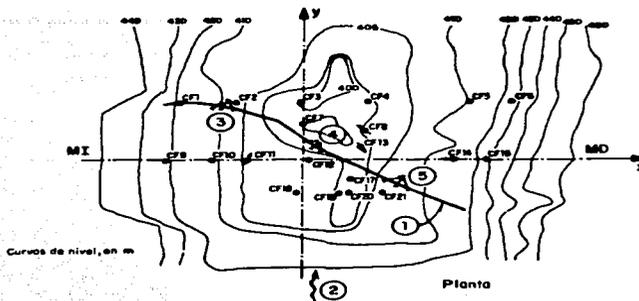
- ① Río Balsas
- ② Escala gráfica
- Elev Elevación, en m
- MI Margen izquierda
- MD Margen derecha
- ⊕ || Inclinómetros I-i
- ⊕ ⊥ Deformómetros D-i

- Extensómetros EF4, Exi
- ⊕ Mojonerías en líneas L-i
- Grupos de instrumentos GI
- ⊕ Piezómetros neumáticos
- Celdas de presión
- Niveles hidráulicos
- Caseta de medición

Fig. 3.1

Instrumentación en la presa El Caracol

Ref. 11



Celda	Elevación (m)	Inclinación	Rumbo
CF 1	418.303	0° 00'	N S
CF 2	405.896	-25° 30'	NE 7° 08' 40.8"
CF 3	399.701	0° 00'	N S
CF 4	400.789	0° 00'	N S
CF 5	410.769	-14° 30'	SW 65° 30' 03"
CF 6	419.741	0° 00'	N S
CF 7	401.108	0° 00'	N S
CF 8	402.292	7° 00'	NW 65° 27' 29"
CF 9	419.941	0° 00'	N S
CF 10	407.951	0° 00'	N S
CF 11	404.955	-23° 00'	NE 03° 04' 15"
CF 12	402.925	0° 00'	N S
CF 13	401.829	-3° 30'	S E 42° 02' 59.6"
CF 14	415.317	-19° 00'	SW 70° 14' 01.5"
CF 15	419.817	0° 00'	N S
CF 17	402.296	0° 00'	N S
CF 18	403.428	0° 00'	N S
CF 19	402.255	0° 00'	N S
CF 20	402.293	0° 00'	N S
CF 21	407.754	-17° 00'	SW 41° 59.5' 00"

MI Margen izquierda

MD Margen derecho

① Falla F-4

② Río Bolsas

③ Grupo 1

④ Grupo 2

⑤ Grupo 3

● Celdas de presión

— Extensómetros

Fig. 3.2

Instrumentación colocada en la cimentación de la presa

Ref. 11

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 3.1 Localización, número y tipo de instrumentos instalados.

	Elevación m.s.n.m.		Zona	Localización	Tipo de Instrumentos			Observaciones
					Celdas de presión	Piezómetros neumáticos	Extensómetros lineales	
Instrumentación para la observación sistemática de la falla F-4	400 a 418		Cimentación del núcleo y del filtro aguas abajo	Sobre la roca de cimentación en el horst y el graben de la F-4	20	21	9	
Grupos de instrumentos para determinar el estado de esfuerzos y deformaciones en diferentes puntos de la presa	G-1	418	Parte central del núcleo	Intersección planos A y B	7	1	6	
	G-2	418	Filtro de aguas arriba	Plano A	7	1	6	
	G-3	418	Transición de aguas abajo	Plano A	7	1	6	
	G-4	422	Núcleo, cerca de margen derecha	Plano B	7	1	6	
	G-5	448	Parte central del núcleo	Intersección planos A y B	7	1	6	
	G-6	448	Enrocamiento de aguas arriba	Plano A	7	-	6	
	G-7	448	Filtro de aguas arriba	Plano A	7	-	6	
	G-8	448	Filtro de aguas abajo	Plano A	7	-	6	
	G-9	448	Enrocamiento de aguas abajo	Plano A	7	-	6	
	G-10	451	Núcleo, cerca de la margen derecha	Plano B	7	1	6	
	G-11	474	Parte central del núcleo	Intersección planos A y B	7	1	6	
	G-12	495	Parte central del núcleo	Intersección planos A y B	7	1	6	
Instrumentos aislados (celdas, piezómetros y extensómetros)	CP 5 y 6	418	Núcleo junto a filtros	Plano A	2	2	-	En franjas "húmedas" del núcleo
	CP 7 y 8	448		Plano A	2	2	-	
	CP 9 y 10	474		Plano A	2	2	-	
	EF 4	407	Núcleo en la Est. 0 + 170	Plano A	-	-	1	Instalados sobre la falla F-4
	EF 4	412	Núcleo en la Est. 0 + 220	Plano A	-	-	3	
	EF 4	413		Plano A	-	-	1	
EF 4	418	Plano A	-	-	-	1		
Colectores de flujo	A	463	Parte central del núcleo, en margen derecha	Plano B en (empotrados las laderas)	Total de 6 dispositivos			
	B	468						
	C	373						
	D	374	Parte central del núcleo, en margen izquierda	Plano B en (empotrados las laderas)				
	E	379						
	F	384						
Medidores hidráulicos de asentamientos	Línea 448		Desde el núcleo hasta el enrocamiento aguas abajo	Plano A	Total de 9 medidores			
	Línea 475			Plano A	Total de 7 medidores			
Inclinómetros	I-AB	400 a 526	Núcleo	Intersección Planos A y B	Total de 9 Inclinómetros			
	I-A1 a I-A5	Variable	Diferentes zonas	Plano A				
	I-B1 e I-B2	Variable	Núcleo	Plano B				
Deformómetros	D-1	450 a 526	Transición	Plano A	Total de 3 deformómetros (inclinados)			
	D-2	450 a 526	Filtro	Plano A				
	D-3	450 a 526	Núcleo (zona "húmeda")	Plano A				
Extensómetros lineales, paralelos al eje de la presa	520		Parte Central del núcleo	Plano B	34	Separación entre placas: 5 m en los extensómetros cercanos a las laderas y 10 m en los restantes		

Extensómetros lineales, normales al eje de la presa	517		Núcleo	Plano A	30	Separación entre placas: 5 m.. Localizados junto a los inclinómetros IB-1, I-AB e IB-2. Colocados en líneas de 5 extensómetros cada una; 2 líneas junto a cada inclinómetro (una hacia aguas abajo y otra hacia aguas arriba)
Referencias superficiales (colimación y asentamientos)	L-1	512	Enrocamiento aguas arriba	Línea paralela al plano B	17	
	L-2	526	"Hombro" corona aguas arriba		19	
	L-3	526	"Hombro" corona aguas abajo		19	
	L-4	512	Enrocamiento aguas abajo		18	
	L-5	491	Enrocamiento aguas abajo		17	
	L-6	468	Enrocamiento aguas abajo		14	
Acelerógrafos	526		Parte central corona		1	
	± 526		En roca de ladera izquierda		1	
	± 526		En roca de ladera derecha		1	

3.2 Esfuerzos y deformaciones en la cimentación (Falla F-4)

Con objeto de conocer en todo momento los posibles movimientos relativos entre el horst y el graben de la falla, se instalaron tres grupos de tres extensómetros lineales cada uno, ubicados y orientados como se muestra en la figura 3.2, los cuales desde su instalación (febrero de 1982) hasta febrero de 1985 no registraron desplazamientos apreciables; la precisión de estos aparatos es de ± 0.1 mm.

Para medir esfuerzos se instalaron 21 celdas de presión total, incorporando junto a cada una de ellas un piezómetro neumático. Todas las celdas se montaron en posición paralela a la roca de cimentación, quedando por lo tanto con diferentes rumbos e inclinaciones como se puede apreciar en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Celdas que se colocaron en la cimentación de la presa El Caracol

Celda	Elevación , m	Inclinación	Rumbo
CF 1	418.303	0° 00'	NS
CF 2	405.896	-25° 30'	NE 7°08'40.8"
CF 3	399.701	0° 00'	NS
CF 4	400.789	0° 00'	NS
CF 5	410.769	-14° 30'	SW 65°30'03"
CF 6	419.741	0° 00'	NS
CF 7	401.108	0° 00'	NS
CF 8	402.292	7° 00'	NW 65°27'29"
CF 9	419.941	0° 00'	NS
CF 10	407.951	0° 00'	NS
CF 11	404.955	-23° 00'	NE 3°04'15"
CF 12	402.925	0° 00'	NS
CF 13	401.829	-3° 30'	SE 42°02'59.6"
CF 14	415.317	-19° 00'	SW 70°14'01.5"
CF 15	419.817	0° 00'	NS
CF 17	402.296	0° 00'	NS
CF 18	403.428	0° 00'	NS
CF 19	402.255	0° 00'	NS
CF 20	402.293	0° 00'	NS
CF 21	407.754	-17° 00'	SW 41°59.5'

De las 21 celdas inicialmente instaladas, nueve quedaron en la zona del horst y 12 en la del graben, aguas abajo de la falla, a una de estas celdas (CF -16) se le rompieron las mangueras de medición, por lo que se eliminó quedando 11 celdas en el graben.

En las figuras 3.3 y 3.4 se presentan las gráficas de esfuerzos totales registrados por las celdas en función del tiempo, agrupándolas en conjuntos de cuatro y cinco aparatos cada uno, alineados a lo largo de dos ejes normales entre sí: "eje de simetría" y "eje de cortina" y de otros dos ejes paralelos a los anteriores, uno hacia margen derecha del río y el otro hacia aguas abajo del eje de simetría, coincidiendo este último con la zona de desplante del filtro de la presa.

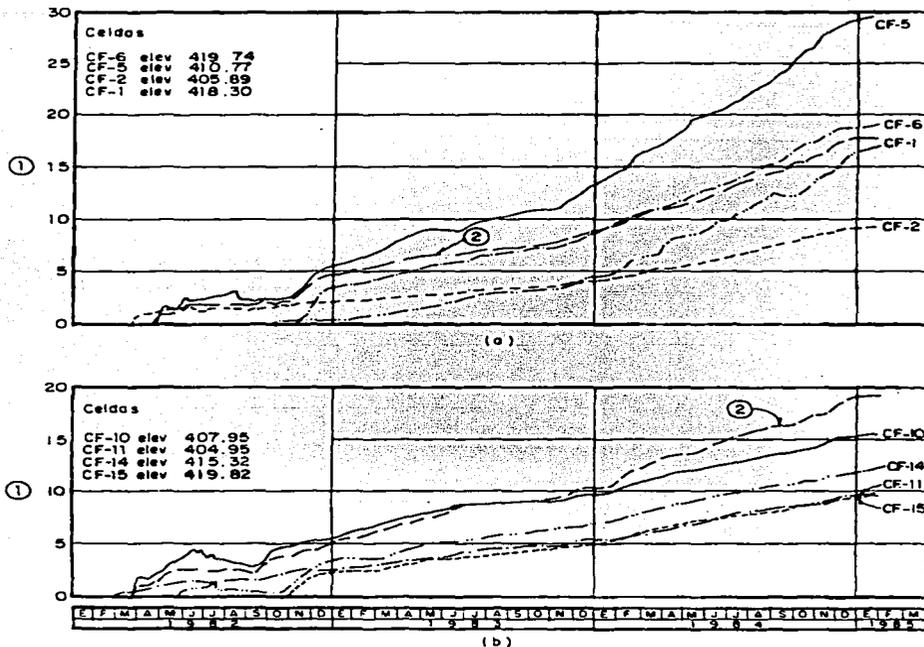
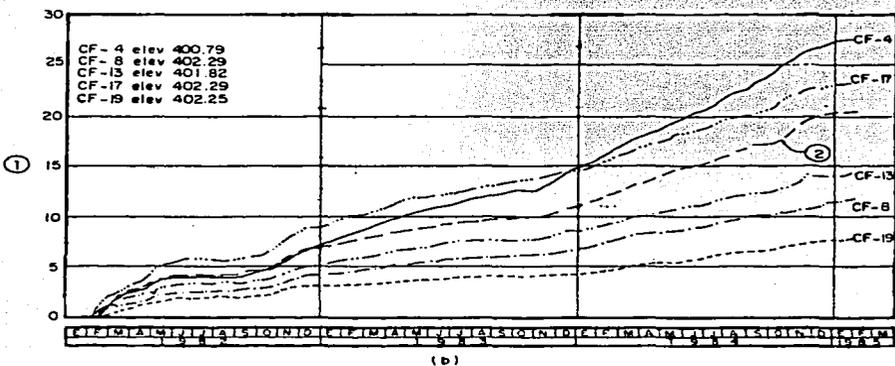
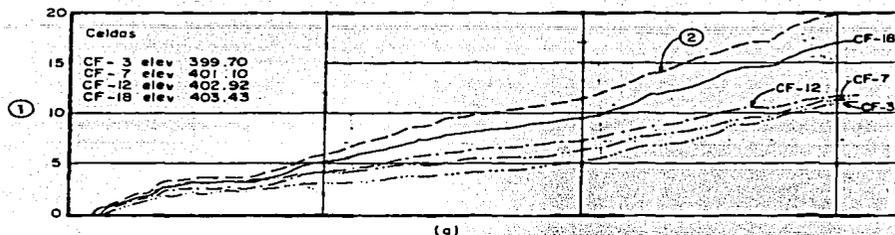


Fig. 3.3 Presiones totales medidas en celdas de la cimentación localizadas:
 a) aguas abajo del eje Y (cortina) y b) a lo largo del eje Y (cortina)

Ref. 11



MI Margen izquierda MD Margen derecha F-4 Falla Elev Elevación, en m

① Presión, en kg/cm² ② Presión vertical nominal (γh)

Fig. 3.4 Presiones totales medidas en celdas de la cimentación localizadas:

a) sobre el eje X (río) y b) a la derecha del eje X

Ref. 11

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Puede observarse que las presiones totales registradas por las celdas aumentan linealmente con el tiempo, siguiendo en forma sensiblemente paralela a las curvas de la presión vertical nominal (σ_v). Esta tendencia no se cumple para el grupo de celdas colocado en el desplante del filtro de aguas abajo, especialmente para las celdas CF - 1, CF - 4, CF - 5 y CF - 6 (Figura 3.4), en las cuales se observa que a partir de noviembre de 1983 acusan notable incremento en su razón de variación vs tiempo; las presiones en las celdas CF - 4 y CF - 5 alcanzan valores máximos de 28 y 30 kg/cm² respectivamente, que resultan muy superiores a la presión vertical nominal igual a 20 kg/cm² obtenida en la misma fecha. Las presiones registradas en las cuatro celdas restantes localizadas en esta línea: CF - 1 y CF - 6, y CF - 2, CF - 3, aun cuando no alcanzan valores tan altos como los de las dos primeras, también muestran un incremento en su razón de variación con el tiempo del mismo orden.

En general, salvo las celdas anteriores, todas las demás ubicadas sobre la cimentación del núcleo arcilloso tanto del lado del horst como las del graben registran presiones entre 0.4 y 0.8 de σ_v . Únicamente la celda CF - 17 desde el principio de las mediciones ha tenido un comportamiento diferente: los esfuerzos definen una curva paralela a la variación de la presión vertical nominal, pero se registraron siempre valores 1.2 veces mayores que ésta.

El registro de las lecturas en los piezómetros neumáticos (Fig. 3.5) muestra que los que están localizados en el filtro de aguas abajo y a la elevación 400 aproximadamente (piezómetros PN3 y PN4) incrementan su presión con el tiempo, que alcanzó valores asintóticos del orden de 2 kg/cm², lo cual coincide razonablemente con los niveles de agua medidos en inclinómetros cercanos que alcanzan aproximadamente la elevación 418. Por su parte los piezómetros instalados a las elevaciones 405 y 410 (PN2 y PN5) registran presiones de 1.5 y 1.0 kg/cm² respectivamente, en tanto que es nula la presión en los piezómetros PN1 y PN6 desplantados cerca de la elevación 420.

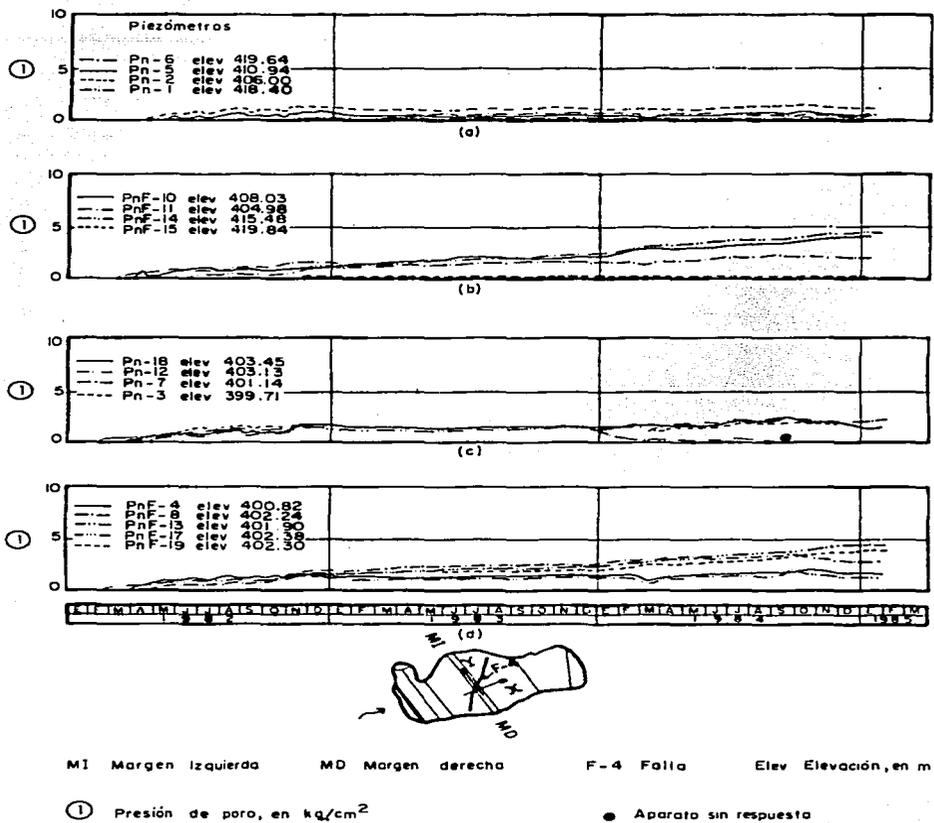


Fig. 3.5 Presiones de poro medidas en piezómetros de la cimentación: a) aguas abajo del eje Y; b) sobre el eje X; c) sobre el eje Y; d) a la derecha del eje X

Ref. 11

En el resto de los piezómetros, las presiones de poro se incrementan gradualmente con el tiempo aunque con tasa de crecimiento bastante menor que las de sus correspondientes presiones totales, alcanzando para febrero de 1985 valores máximos comprendidos entre 2 y 4.5 kg/cm², salvo los piezómetros PN7 y PN20 que desde un principio registraron un comportamiento irregular y los piezómetros PN9 y PN15 localizados aproximadamente a la elevación 420 que todo el tiempo han marcado presión nula.

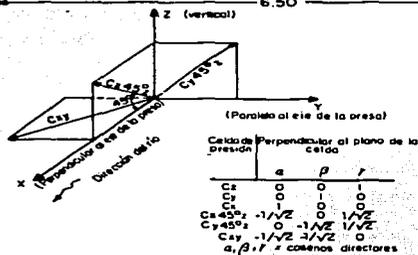
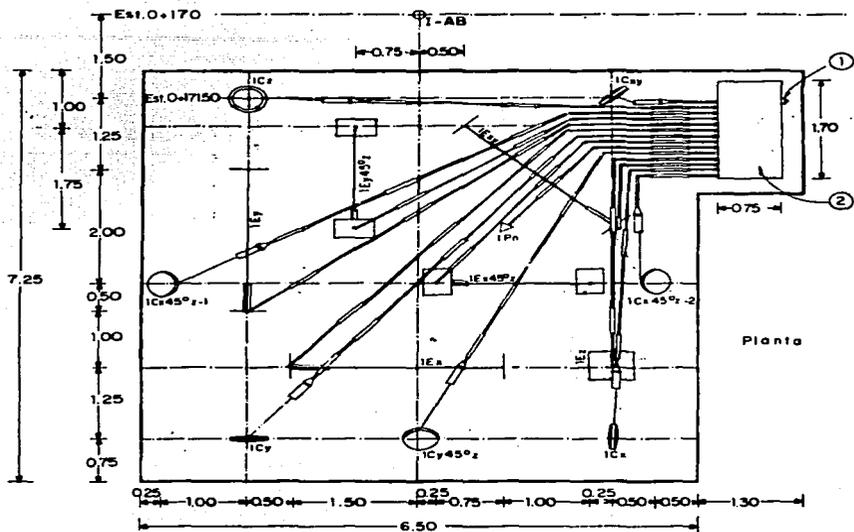
3.3 Esfuerzos y deformaciones en diferentes puntos de la cortina (grupos)

Cada uno de los grupos instalados en los dos planos principales de instrumentación están formados por: a) siete celdas de presión, tres orientadas en planos perpendiculares a los ejes de referencia X, Y, Z, y tres en planos normales a los ejes a 45° contenidos en los planos XY, XZ y YZ con una celda extra en uno de estos planos; b) seis extensómetros lineales orientados en forma paralela a los ejes mencionados, y c) un piezómetro neumático en los grupos instalados en el núcleo permeable y en los filtros. La distribución de los instrumentos y el sistema de ejes de referencia se muestran en la figura 3.6. En la ubicación de estos grupos siempre se buscó que quedaran situados en la cercanía de un inclinómetro para hacer comparaciones de asentamientos registrados por diferentes instrumentos.

3.3.1 Medición de presiones

En la figura 3.7 se presentan las gráficas de variación con el tiempo de las presiones medidas en las celdas de los grupos G1, G2 y G3 (elevación 418) instalados en el núcleo impermeable, filtro de aguas arriba y transición de aguas abajo, respectivamente, así como las del grupo G9 (elevación 448) ubicado en el enrocamiento compactado de aguas abajo.

La presión de poro en el piezómetro del grupo G1 siguió una variación lineal semejante a la de las demás celdas hasta agosto de 1983 en que llegó a un valor máximo de 3.5 kg/cm²; luego descendió bruscamente hasta 1 kg/cm², valor que se conservó hasta febrero de 1985. En la gráfica puede notarse que ese decremento fue común para todas las celdas pero mucho menos notable.



IC Celdas de presión 1E Extensómetros 1Pn Piezómetro neumático Acotaciones, en m
 Est. Estación, en m ① Salida a la galería y tablero de mediciones ② Caja de conexiones

Fig. 3.6

Croquis de instalación de un grupo de celdas, extensómetros y un piezómetro neumático en el núcleo (Grupo 1)

Ref. 11

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

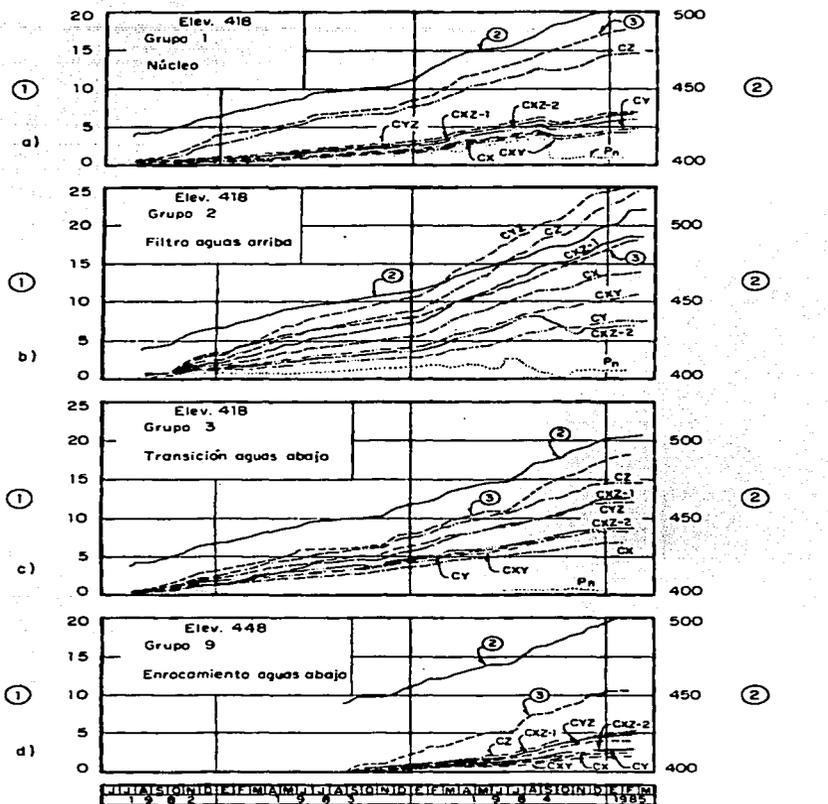


Fig. 3.7 Presiones totales y presiones de poro medidas en los instrumentos de los grupos 1, 2, 3 y 9

Ref. 11

Respecto al grupo G2 instalado en el filtro de aguas arriba, la gráfica muestra una mayor dispersión en la variación de las presiones con el tiempo, alcanzando valores que van desde 6.5 kg/cm^2 en la celda Cxz-2 (posiblemente dañada) y 7 kg/cm^2 en la celda Cy hasta valores de 23 y 25 kg/cm^2 en las celdas Cz y Cyz, respectivamente, que resultan 1.3 y 1.7 veces mayores que la presión vertical nominal.

En este caso se hace notar la semejanza con el comportamiento de las celdas instaladas en la cimentación del filtro de aguas abajo, donde también a partir de una fecha determinada se incrementa notablemente la tasa de crecimiento de las presiones registradas (celdas Cz y Cyz con mayor grado y las demás menos brusco pero también notable).

Con referencia al piezómetro neumático de este grupo, registró presión variando en forma lineal hasta alcanzar un valor máximo de 2.2 kg/cm^2 , para descender posteriormente y conservarse estable durante los últimos cinco meses, después de su instalación, registrando 1 kg/cm^2 .

El grupo G3 instalado a la misma elevación que los dos anteriores (elevación 418), en la zona de transición de aguas abajo, muestra un comportamiento más regular en la variación de las presiones con el tiempo que el registrado para el grupo G2.

Por lo que toca a la variación de presiones con el tiempo en las celdas del grupo G9 (elevación 448), instalado en el enrocamiento de aguas abajo, puede notarse que todas ellas siguen un comportamiento lineal sin cambios bruscos de pendiente, registrándose un valor máximo para la presión vertical en la celda Cz de $0.45 \sigma_v$; en el resto de las celdas las presiones varían entre 0.2 y 0.4 de σ_v .

3.3.2 Medición de deformaciones unitarias

En esta parte, se describen los resultados de las mediciones de los extensómetros lineales instalados en los grupos G1, G2, G3 y G9.

Los extensómetros del grupo G1 (Figura 3.8) localizados en el núcleo impermeable y a la elevación 418, muestran una ligera tendencia a la extensión según las direcciones X e Y. La variación de la deformación unitaria con el tiempo es lineal, con valores máximos de -0.3% para ϵ_y y -0.6% para ϵ_x , lo que indica una extensión ligeramente más marcada en la dirección del río.

A lo largo del eje vertical (ϵ_z) las deformaciones se incrementan linealmente con el tiempo, alcanzando un valor máximo de + 4.5 % en compresión para febrero de 1985, sin que la pendiente de la curva presente tendencia a disminuir. En los extensómetros a lo largo de ejes a 45° respecto a los principales, se registran también deformaciones unitarias de compresión ($\epsilon_{y,45^\circ_z} = 1.1\%$). En este grupo, los dos extensómetros restantes dejaron de funcionar.

Respecto a los extensómetros del grupo G2 (Figura 3.9), los seis instrumentos operan adecuadamente, registrando también extensión según las direcciones X e Y, que es más notoria en la dirección del río ($\epsilon_x = -1.3\%$); en dirección vertical la deformación unitaria alcanza valores $\epsilon_z = 4\%$ en compresión, y en extensómetros orientados a 45° respecto a la vertical se presentan valores intermedios ($\epsilon_{x,45^\circ_z} = 1.6\%$ y $\epsilon_{y,45^\circ_z} = 2.7\%$).

Los resultados de las mediciones en los extensómetros de los grupos G3 y G9 se presentan en la figura 3.9, con comportamiento similar a la de los grupos anteriores, esto es: pequeñas extensiones en las direcciones X e Y ligeramente mayores en el sentido del río, de -0.1% y -0.5% en la transición y el enrocamiento, respectivamente. Las deformaciones unitarias máximas en compresión se presentan según la dirección vertical, con valores de $\epsilon_z = 3.0\%$ en la transición y de 6% en el enrocamiento. En este último caso, la gráfica correspondiente presenta tres cambios notables de pendiente: el primer tramo de la curva es sensiblemente vertical, lo que significa una deformación "instantánea" de 1.3%; se reduce su velocidad de deformación a 0.21%/mes entre septiembre de 1983 y julio de 1984, y a partir de esta fecha se nota un nuevo incremento (0.39%/mes) hasta febrero de 1985.

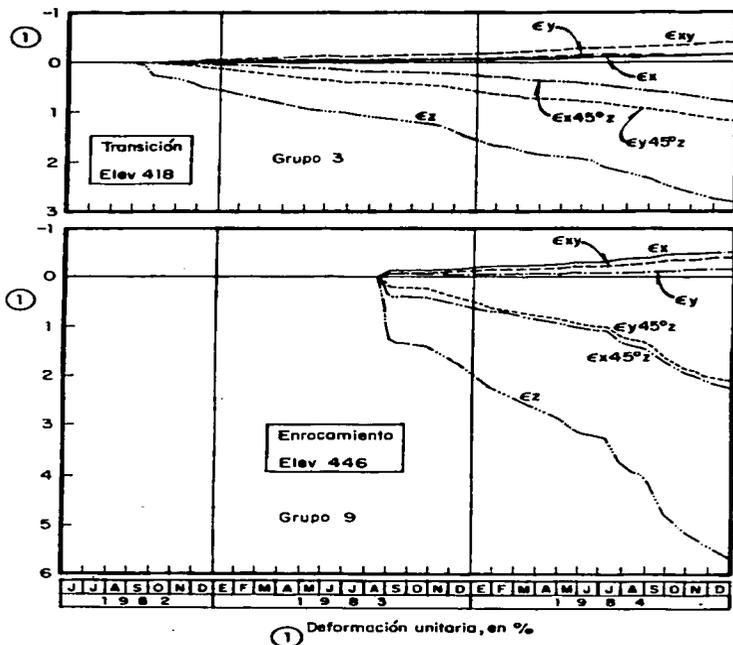


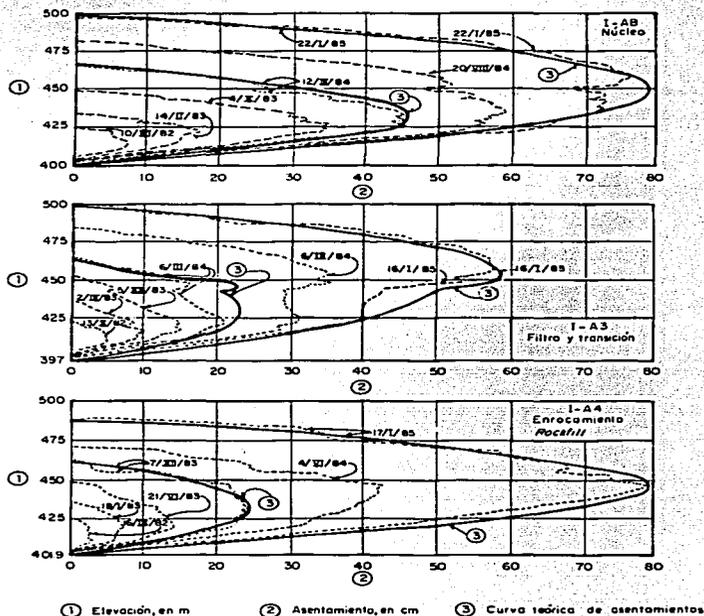
Fig. 3.9 Curvas deformación unitaria vs tiempo para extensómetros de los grupos 3 y 9
Ref. 11

3.4 Asentamientos, deformaciones unitarias y desplazamientos horizontales en inclinómetros.

3.4.1 Asentamientos

En la figura 3.10 se han dibujado los asentamientos observados en seis fechas diferentes, para tres inclinómetros: el primero (I-AB) localizado en la intersección de los planos principales de instrumentación, colocado en arcilla; el segundo, ubicado en filtro y transición (inclinómetro I-A3),

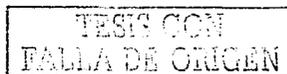
y el tercero en enrocamiento (I-A4). Los asentamientos en cada fecha están dibujados en función de la elevación inicial de cada uno de los tramos del ademe. Además, en cada gráfica se han incluido para dos de las fechas anotadas, las curvas teóricas de asentamiento contra profundidad del ademe que resultan de suponer la masa homogénea. Las diferencias entre estas curvas teóricas y las medidas con el inclinómetro reflejan la heterogeneidad de los materiales (granulometría, contenido de agua, compactación, etc.).



I-A1 Inclinómetros

Fig. 3.10 Asentamientos medidos en inclinómetros y curvas teóricas
(Período de construcción)

Ref. 11



Los valores máximos de asentamientos se presentan muy cerca de la parte media del ademe, y como se observa en la figura 3.10, se tienen valores del mismo orden de magnitud para el núcleo impermeable (75 cm) y para el enrocamiento (78 cm) a las elevaciones 455 y 445, respectivamente, en tanto que para el filtro y la transición el asentamiento es aproximadamente 30% menor que los anteriores (58 cm).

Al respecto cabe mencionar que de acuerdo con los ensayos de compresión unidimensional efectuados tanto para el material arcilloso del núcleo como para los enrocamientos, se obtuvieron los siguientes coeficientes de compresibilidad media para niveles de esfuerzos comprendidos entre 5 y 20 kg/cm²:

Material arcilloso: $a_v = 3.6 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kg}$

Enrocamiento: $a_v = 4.4 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kg}$

Dada la semejanza de estos coeficientes se considera razonable que los asentamientos registrados en dichos materiales resulten del mismo orden.

3.4.2 Deformaciones unitarias

A partir de la medición de asentamientos en inclinómetros, se calcularon las deformaciones unitarias verticales (ϵ_z) para capas de 5 m de espesor a diferentes elevaciones y en diferentes materiales de la presa. La figura 3.11 presenta las correlaciones de estas deformaciones con las alturas del terraplén, arriba de la capa considerada.

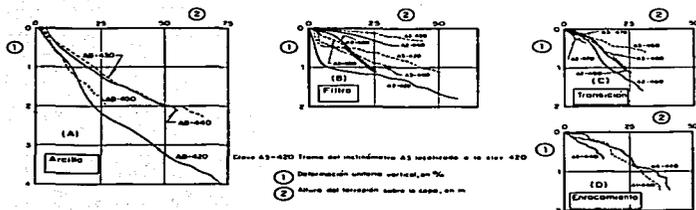


Fig. 3.11 Curvas de deformación unitaria vertical vs altura del terraplén en los materiales colocados en la presa

Ref. 11

La primera de las cuatro gráficas incluidas (A) corresponde a los suelos arcillosos del núcleo impermeable y revela una relativa homogeneidad en la compresibilidad del material, ya que para una misma altura del terraplén, v.gr. 50 m, las deformaciones verticales unitarias entre capas no varían en más de 1.2% ($2 < \epsilon_z < 3.2\%$).

La gráfica B corresponde a los materiales de filtro, tanto de aguas arriba como de aguas abajo, y puede notarse la baja deformabilidad del material en comparación con la de la arcilla (del orden de la mitad); para la misma altura de terraplén (50 m), las deformaciones unitarias máximas varían entre 1 y 1.6%.

Las dos gráficas restantes C y D corresponden a los materiales de transición y enrocamiento; los gradientes $\partial \epsilon_z / \partial z$ son similares a los obtenidos para la arcilla, efecto que ratifica la similitud de asentamientos registrados en el núcleo y los enrocamientos.

3.4.3 Desplazamientos horizontales

La figura 3.12 presenta, para diferentes fechas, los desplazamientos horizontales en las direcciones X (paralela al río) e Y (paralela al eje de la presa), medidos en los mismos inclinómetros I-AB, I-A3 e I-A4. En dichas gráficas se han incluido las líneas de referencia para la estimación de los desplazamientos.

Como puede observarse, los valores máximos de los desplazamientos varían entre 1 y 5 cm y presentan cambios de signo a distintas elevaciones; en general puede considerarse que en esta etapa no eran aún significativos estos movimientos.

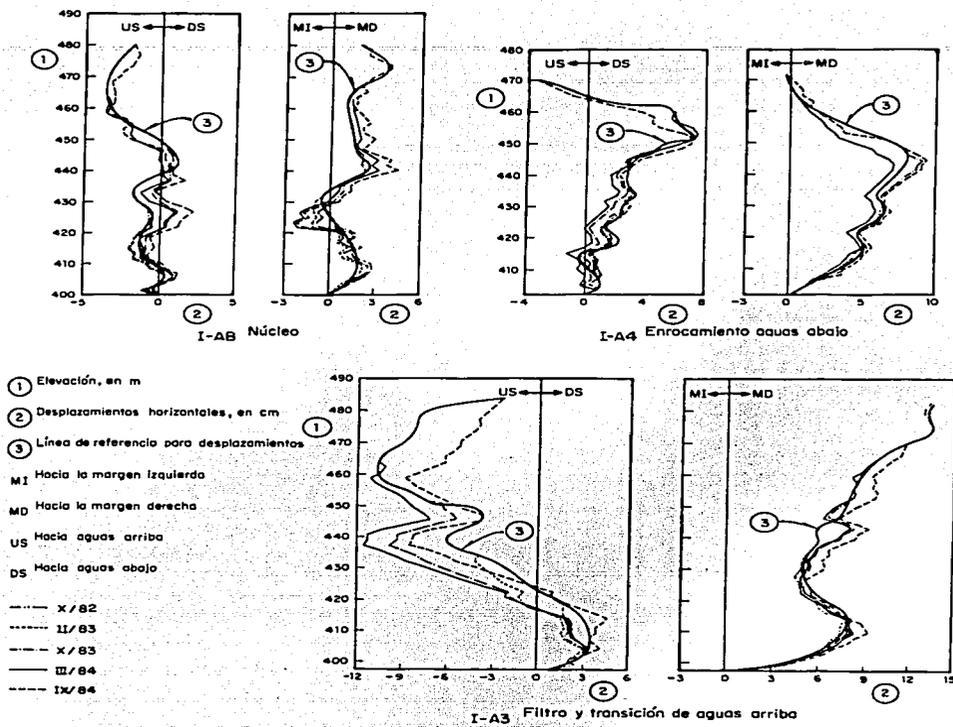


Fig. 3.12 Desplazamientos horizontales medidos en los inclinómetros I-AB, I-A3 e I-A4
 Ref. 11

3.5 Asentamientos en medidores hidráulicos

Como se muestra en la figura 3.1, se instalaron dos líneas de medidores hidráulicos, partiendo ambas de la parte central del núcleo impermeable hacia el enrocamiento de aguas abajo. La primera línea, a la elevación 448, está formada por nueve vertedores colocados a distancias variables entre 5 y 25 m, quedando distribuidos los tres primeros (V-1 a V-3) en el núcleo impermeable, las dos siguientes en el filtro (V-4) y en la transición (V-5) y los cuatro restantes (V-6 a V-9) en el enrocamiento compactado. La segunda línea (elevación 475) dispone de siete vertedores, cubriendo también las cuatro zonas anteriores.

En la figura 3.13 se resume la información proporcionada por estos instrumentos desde su instalación, o sea la variación de la deformación vertical registrada por cada uno de los medidores, en función del tiempo. Puede notarse que la magnitud de los asentamientos registrados por esos dispositivos aumenta linealmente con el tiempo sin que aún se observe tendencia a volverse asintóticos; algunos de los "picos" mostrados por estas gráficas corresponden seguramente a fallas de medición y/o lecturas erróneas. Los valores máximos registrados hasta febrero de 1985 resultaron de 55 cm (medidor instalado en el enrocamiento) y 82 cm (medidor instalado en la arcilla) para la línea de la elevación 448, en tanto que para la línea de la elevación 475 (menor carga) los valores resultantes van de 48 cm (medidor en el filtro) a 61 cm (medidores en el enrocamiento y en el núcleo impermeable).

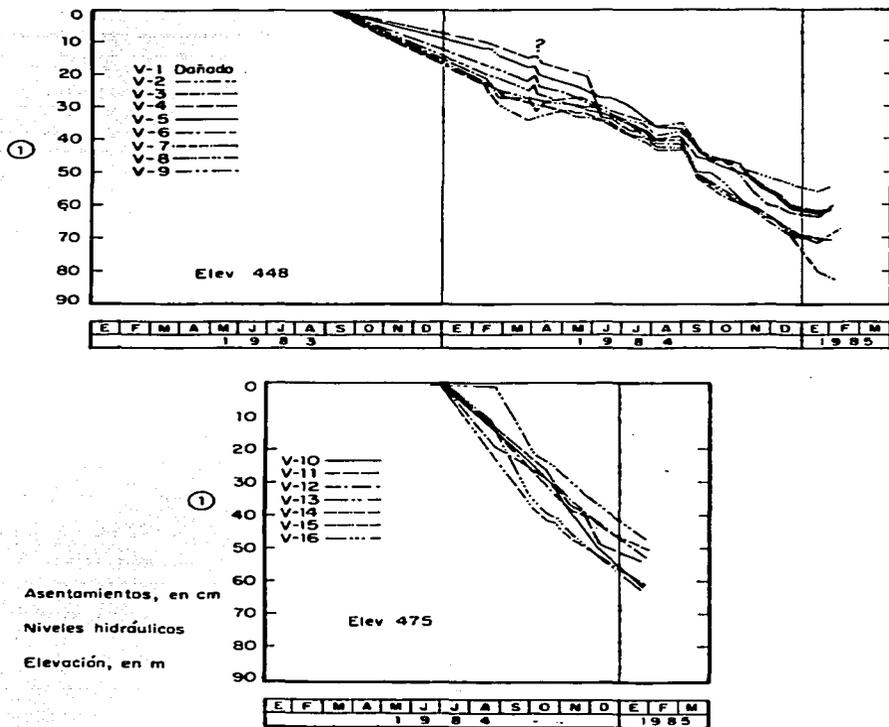


Fig. 3.13 Asentamientos medidos con niveles hidráulicos a las elevaciones 480 y 475

Ref. 11

3.6 Conclusiones

- Los resultados de las mediciones de los instrumentos instalados indicaban hasta ese momento que el comportamiento de la presa era normal.
- Los desplazamientos horizontales registrados por los inclinómetros en el núcleo y en los respaldos permeables eran pequeños (1 a 5 cm) y estaban bien definidos en cuanto a dirección. Las deformaciones registradas por los extensómetros instalados horizontalmente confirmaban la pequeña magnitud de estas deformaciones y mostraban en general una "extensión" ligeramente más marcada en la dirección del río que hacia la ladera.
- Los asentamientos medidos por los inclinómetros y los medidores hidráulicos presentaban una buena correlación entre sí (Fig. 3.14) y para las elevaciones 448 y 475 se obtuvieron valores máximos del orden de 80 y 60 cm, respectivamente, tanto para el núcleo como para los respaldos permeables (transición y enrocamientos), reduciéndose estas deformaciones en la zona de filtro en un 30 % aproximadamente (Fig. 3.15).
- Esta semejanza en la magnitud de los asentamientos, indicaba que eran mínimos los efectos de interacción entre los diferentes materiales de la presa. Para lograr este resultado influyeron tanto las características mecánicas de dichos materiales como las especificaciones de construcción y la colocación de "franjas húmedas" del núcleo, adyacentes a los filtros y a las laderas.
- Con respecto a la instrumentación para conocer el comportamiento de la falla F - 4, poco pudo decirse, ya que los extensómetros instalados aún no registraban desplazamientos apreciables y con las mediciones de las celdas de presión no era posible llegar a alguna conclusión. Sin embargo, siguió siendo motivo de preocupación conocer de una manera continua el comportamiento de esta falla, por lo que adicionalmente a la instrumentación instalada en la cimentación se colocaron varios grupos de extensómetros de mayor precisión (0.01 mm) en los tramos de las galerías de inyección 1 y 7 que intersecan dicha falla.

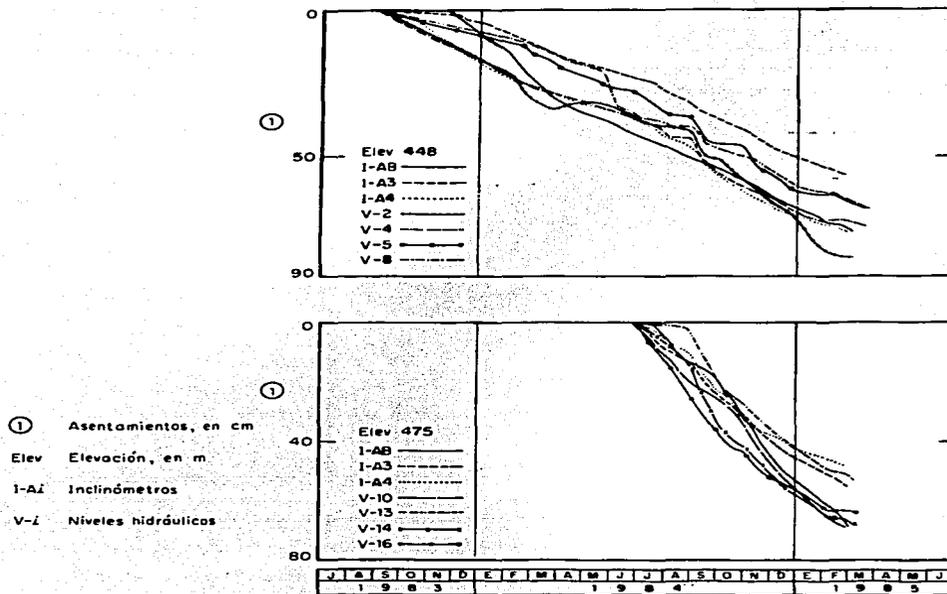


Fig. 3.14 Asentamientos medidos en inclinómetros y niveles hidráulicos a las elevaciones 448 y 475

Ref. 11

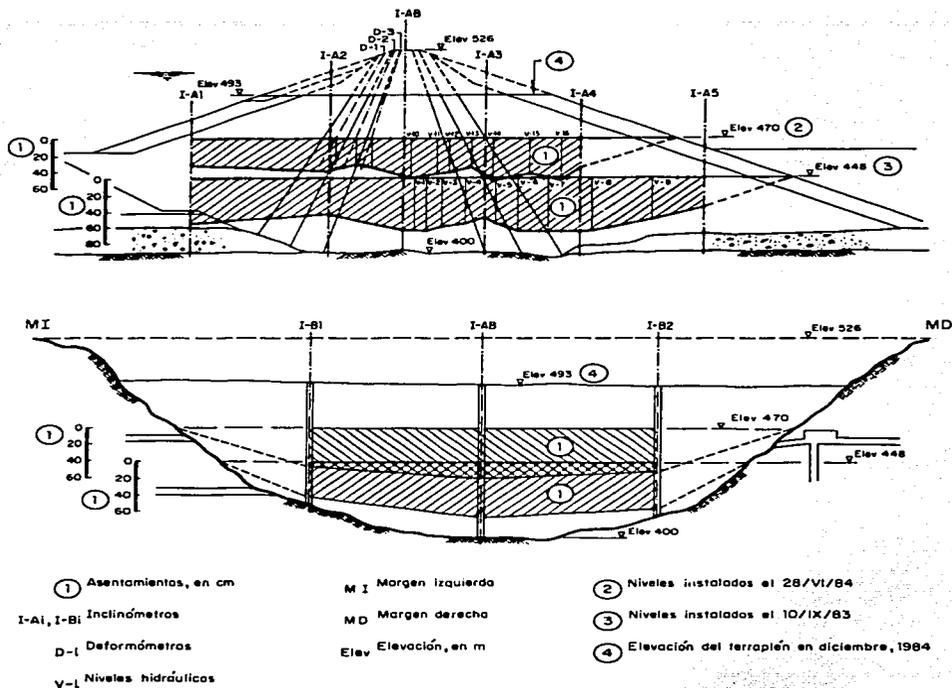


Fig. 3.15 Asentamientos medidos en inclinómetros, deformómetros y niveles hidráulicos a las elevaciones 448 y 470 desde su instalación hasta diciembre de 1984

Ref. 11

Capítulo 4

Comportamiento de la C.H. Ing. Carlos Ramírez Ulloa en el período 1985 – 2000

La presa El Caracol retiene el agua para la generación hidroeléctrica en la C.H. Ing. Carlos Ramírez Ulloa, con capacidad instalada de 579 MW, inscrita en el Sistema Hidroeléctrico Lázaro Cárdenas. Se localiza sobre el río Balsas, aguas arriba de las centrales El Infiernillo y La Villita, 225 km al sur de la Ciudad de México y 125 km al suroeste de Iguala. El embalse tiene una capacidad total de almacenamiento de 1750 millones de m³.

La construcción del proyecto se efectuó entre 1978 y 1986. El primer llenado inició el 10 de julio de 1986 y concluyó a finales del mismo año. En la figura 4.1 se presenta una planta con la ubicación de las estructuras principales.

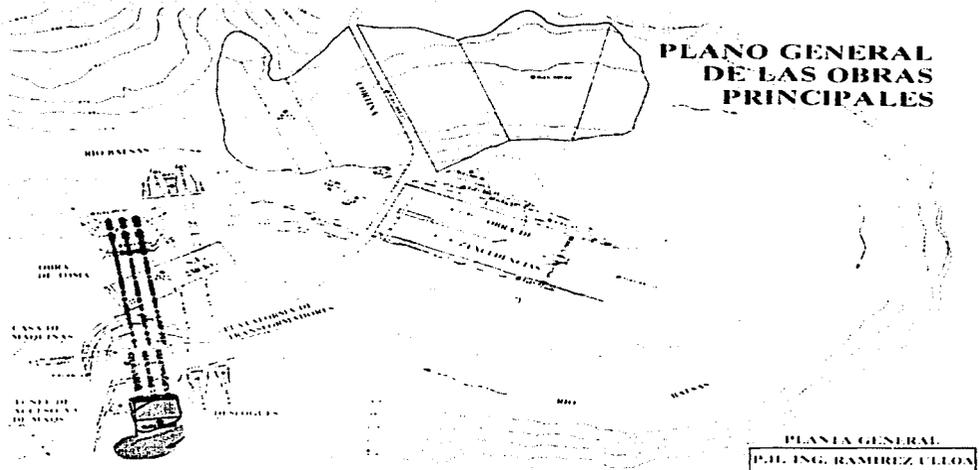


Fig. 4.1

Planta General C.H. Ing. Carlos Ramírez Ulloa

Ref. 8

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Las estructuras principales instrumentadas para evaluar su estabilidad durante la construcción fueron: 1) la cortina y su cimentación incluyendo la falla F - 4 que cruza el cauce en el desplante del núcleo impermeable (Fig. 4.2, 4.3 y 4.4). Aunque los estudios realizados para evaluar la falla F - 4 indicaron que se puede considerar inactiva, en la actualidad continúa la medición de esta estructura dado que el proyecto se localiza en una zona de alta sismicidad que pudiera dar lugar a cambios en sus condiciones de estabilidad que se traduzcan en movimientos en la cimentación de la presa (Fig. 4.5 y 4.6); 2) la pared sur de la casa de máquinas, la cual está afectada por una serie de cuñas con salida hacia la excavación, donde para su estabilización requirió de anclaje, un procedimiento especial de excavación, un refuerzo y redistribución de las estructuras dentro de la caverna (Fig. 4.7 a 4.10); 3) el talud arriba de la plataforma de transformadores (Fig. 4.11), y 4) el talud izquierdo del canal de descarga del vertedor (Fig. 4.12). En estos dos últimos sitios se requirió de un retiro importante de material así como amplios trabajos de estabilización con anclaje, drenaje y colocación de concreto lanzado.

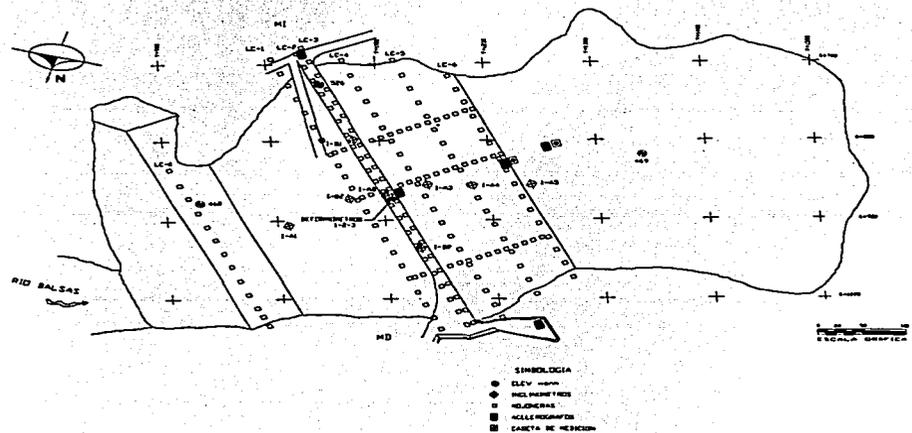


Fig. 4.2

Planta de la cortina. Instrumentación

Ref. 4

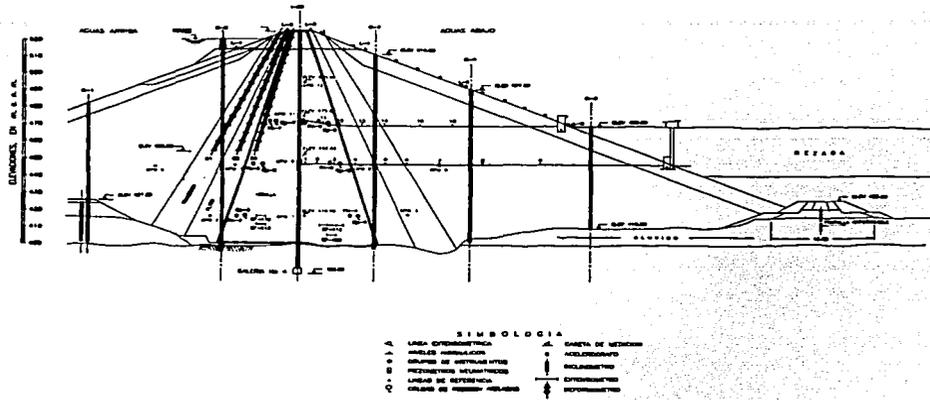


Fig. 4.3 Localización de instrumentación, sección transversal
Ref. 4

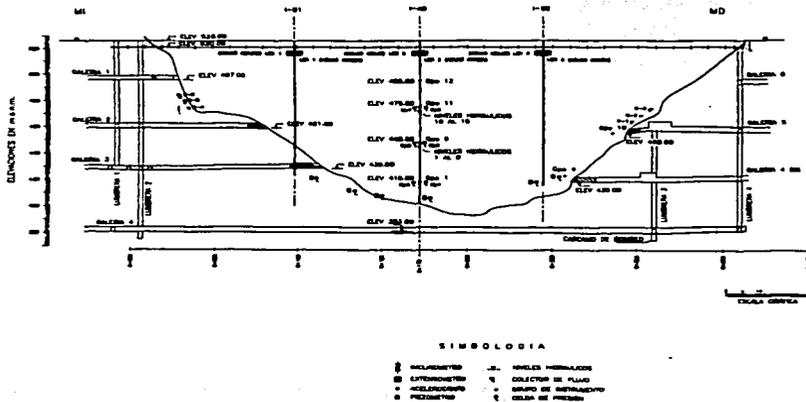


Fig. 4.4 Instrumentación de la cortina, sección longitudinal
Ref. 4

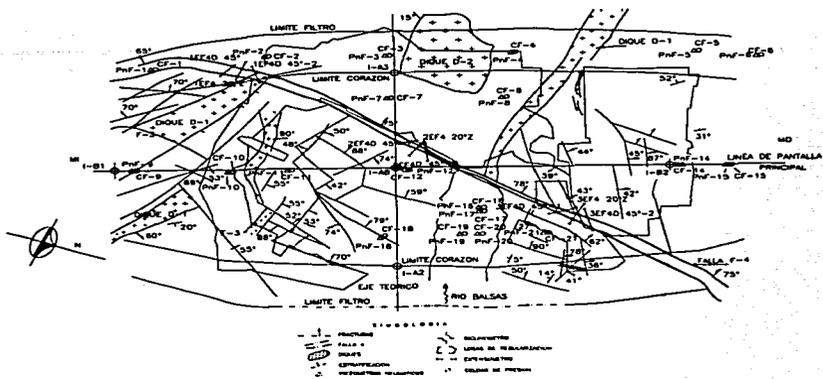


Fig. 4.5 Instrumentación en la cimentación
Ref. 4

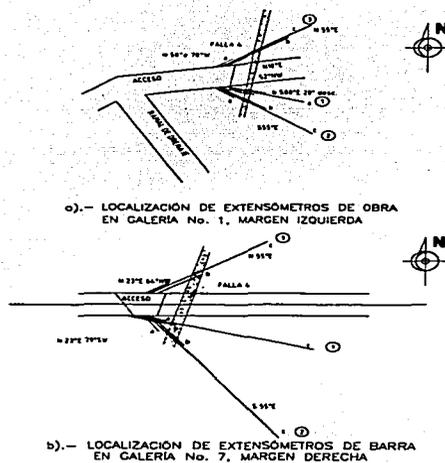


Fig. 4.6 Localización de extensómetros en galerías 1 y 7
Ref. 4

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

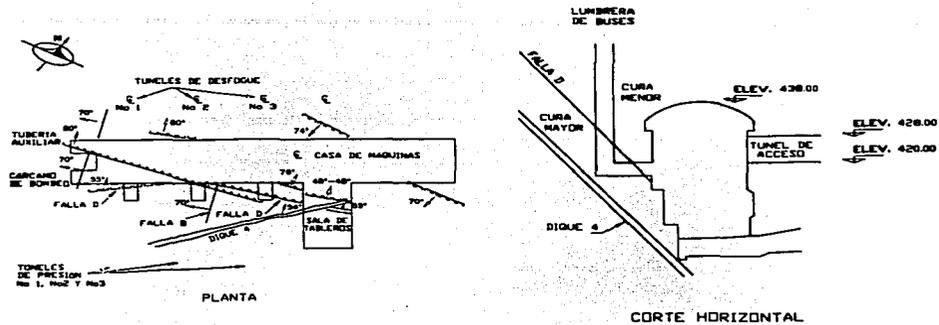


Fig. 4.7 Planta geológica de la caverna y corte transversal de casa de máquinas
Ref. 4

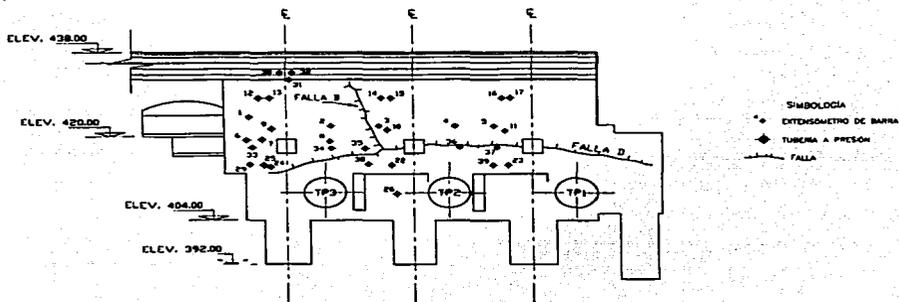


Fig. 4.8 Localización de extensómetros en casa de máquinas
Ref. 4

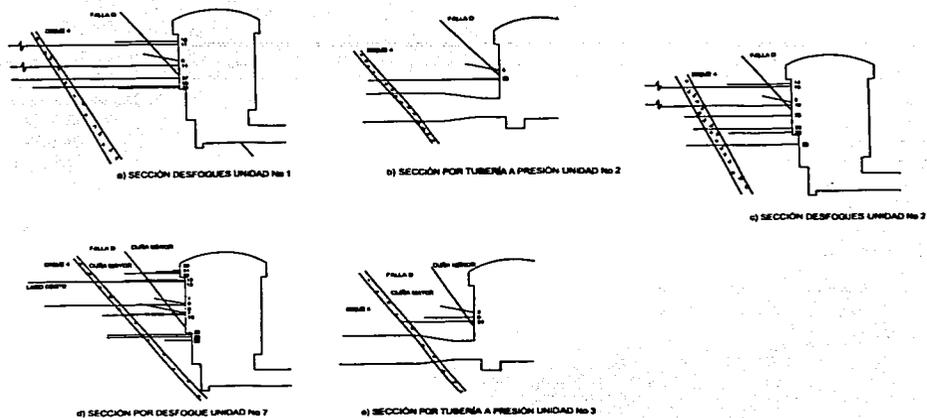


Fig. 4.9

Instrumentación en la casa de máquinas

Ref. 4

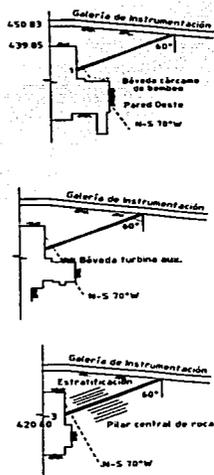


Fig. 4.10 Geología e instrumentación de la pared oeste de casa de máquinas

Ref. 4

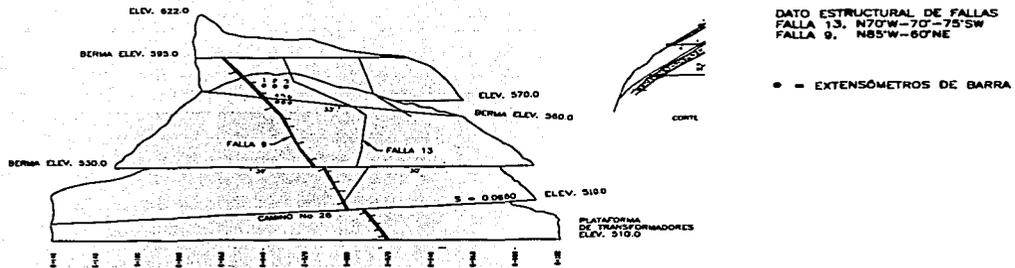


Fig. 4.11 Vista frontal de los taludes en la plataforma 485
Ref. 4

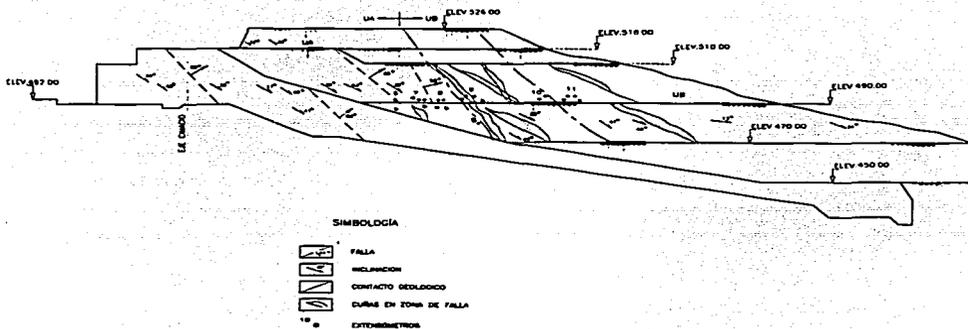


Fig. 4.12 Extensómetros en el talud izquierdo del vertedor
Ref. 4

4.1 Niveles de agua y caudal de filtraciones

Entre los aspectos importantes del comportamiento de una obra de contención de materiales térreos, destaca el hidráulico. La evolución de los niveles de agua en piezómetros, inclinómetros, deformómetros y el gasto de las filtraciones son indicadores para detectar alguna anomalía que ponga en riesgo la integridad de la obra.

4.1.1 Embalse

Desde el primer llenado el nivel del embalse ha presentado fluctuaciones anuales asociadas a la recarga por precipitaciones pluviales, y a la descarga producto de las políticas de generación de energía y control de avenidas, procurando que no rebase el nivel 521 m.s.n.m. En los últimos años se ha operado el vertedor de excedencias para mantener el nivel del embalse a esa elevación.

En vista de lo anterior, la cortina ha sido sometida a ciclos anuales de carga y descarga con diferencias en los niveles de agua hasta de 10 m por ciclo. Sólo se presentó una diferencia de 13 m entre 1988 – 1989. La lluvia se ha presentado principalmente entre los meses de abril y octubre con una precipitación de 200.10 mm/mes en promedio. En septiembre de 1995 se registró una máxima precipitación desde la construcción de la presa (362 mm/mes).

4.1.2 Cortina

Niveles Piezométricos

Actualmente todos los piezómetros neumáticos instalados en la cortina se encuentran fuera de operación por la cristalización de las mangueras, por lo que el comportamiento hidráulico se revisa con base en los niveles de agua dentro de los inclinómetros; sin embargo, se presenta un análisis con la última lectura de cada piezómetro con la finalidad de identificar si existía alguna anomalía por lo menos hasta el momento que dejaron de operar.

En la tabla 4.1 se compara la última medición de la carga hidráulica de los piezómetros contra la teórica obtenida de la red de flujo. Aún cuando hay variaciones en los niveles de agua, los piezómetros indicaban un comportamiento adecuado, sólo cuatro acusaban diferencias notables; el piezómetro PnF-8 que registraba una carga 17 m mayor, el piezómetro PnF-9 con una carga de

20 m menor, el PnF-11 con carga de 14 m menor y el PnF-13 con una carga 38 m menor que la teórica.

Tabla 4.1 Carga hidráulica en los piezómetros instalados en el núcleo impermeable

Piezómetro neumático	Localización	Última lectura	Presión Medida (m de columna de agua)	Presión teórica (m de columna de agua)
PnF-8	Aguas abajo, MD, elev. 402 m	Ago. 94	45	28
PnF-9	Eje cortina MI, elev. 420 m	Feb. 94	25	55
PnF-10	Eje cortina MI, elev. 408 m	Feb. 94	65	67
PnF-11	Eje cortina MI, elev. 405 m	Ene. 88	55	69
PnF-13	Aguas abajo, elev. 402 m	Ene. 88	20	58
PnF-14	Eje cortina MD, elev. 415 m	Feb. 94	55	58
PnF-17	Aguas arriba MD, elev. 402 m	Jun. 92	92	91
PnF-18	Aguas arriba MI, elev. 403 m	Ago. 90	80	97
PnF-19	Aguas arriba MD, elev. 402 m	Ago. 92	100	98
PnF-21	Aguas arriba MD, elev. 408 m	Feb. 94	80	92
Pn-6	Aguas abajo elev. 450 m	Mar. 90	16	15
Pn-7	Aguas arriba elev. 475 m	Feb. 92	20	33
Pn-8	Aguas abajo elev. 475 m	Ago. 92	5	3
11Pn	Grupo 11, elev. 475 m	Ago. 94	20	16
12Pn	Grupo 12, elev. 495 m	Feb. 95	8	5

- MI margen izquierda
- MD margen derecha
- PnF- piezómetro instalado en la cimentación
- Pn- piezómetro fuera de grupo en el núcleo de la presa
- 11Pn piezómetro del grupo de aparatos número 11, en el núcleo de la presa
- 12Pn piezómetro del grupo de aparatos número 12, en el núcleo de la presa

El comportamiento de los cuatro piezómetros mencionados está influido por las características de las estructuras geológicas que afloran en la cimentación, como puede observarse en las figuras 4.4 y 4.5; ya que en el caso de los piezómetros PnF-9, PnF-11 y PnF-13 las mediciones indican que el material que los rodea era drenado por los diques D-1 y D-1' y fracturas asociadas aguas arriba de la falla F-4. En el caso del piezómetro PnF-8, que muestra una carga mayor a la teórica, no es claro que estructura lo afectó, tal como el dique D-2 o el dique D-1 en su tramo aguas abajo de la falla F-4, pero tampoco puede considerarse una reducción del núcleo impermeable, ya que los piezómetros PnF-17 y Pn-F-19, localizados aguas arriba sobre la losa de concreto de regularización, indicaron presiones similares a las teóricas calculadas con la red de flujo.

Es interesante observar que durante la etapa de construcción la mayoría de los piezómetros instalados en la cimentación registraron presión de poro (u). El valor de la relación u/σ_v en algunos casos, a finales de 1984, fue de entre 0.1 y 0.22, donde σ_v corresponde al valor del esfuerzo vertical medido con las celdas de presión. Como comparación en la presa El Infiernillo los valores de u/σ_v fueron de 0.01 a 0.36; en el fondo del cañón de Chicoasén de casi 0.4; y en la Angostura prácticamente fue nulo.

Niveles de agua en inclinómetros

A partir de 1994 el seguimiento hidráulico de la cortina se lleva a cabo mediante la observación de los niveles de agua dentro de los inclinómetros y los deformómetros. Estos aparatos, usados como pozos de observación, permiten detectar problemas en la sección longitudinal donde están instalados cuando el nivel de agua presenta cambios súbitos de valor o de tendencia.

El análisis de las lecturas de los niveles de agua dentro de los inclinómetros, el nivel del embalse y la precipitación, indica lo siguiente:

- a) Antes del llenado, los inclinómetros I-B1 e I-B2, mostraron niveles altos en comparación con el embalse.
- b) Después del primer llenado, los inclinómetros I-B1 e I-B2 muestran un descenso lento pero continuo, que para 2000 es de 10 y 20 m respectivamente, aunque en 1998 ambos presentaron un ligero aumento.

- c) Los niveles en los tres inclinómetros instalados en el corazón impermeable (I-B1, I-AB e I-B2) reaccionan ligeramente con el llenado, y aunque el nivel del agua en el I-B1 aumentó de manera más pronunciada, el valor final no fue muy diferente al del I-B2.
- d) El nivel de agua del inclinómetro I-AB se incrementó del orden de 30 m entre el primer llenado y 1991, y ha permanecido prácticamente sin cambio a la fecha.
- e) El inclinómetro instalado en el talud de aguas arriba (I-A2) tiene un nivel de agua igual al del embalse, como es de esperar. En la siguiente fotografía puede observarse (Foto 4.1)



Foto 4.1

Inclinómetro I-A2

- f) El nivel de agua dentro de los inclinómetros instalados en el talud de aguas abajo (I-A3, I-A5 e I-A6) está influenciado por el recinto que se forma entre el corazón impermeable y el nivel superior de la pantalla impermeable de la ataguía de aguas abajo (elev. 420 m).

Los niveles altos de los inclinómetros B1 y B2 durante la construcción, pueden deberse a que se les agregó agua, y la disminución gradual del nivel después del primer llenado, puede deberse a que el flujo a través del núcleo tarda varios años en establecerse, pues la permeabilidad del material inicialmente es baja y a que se encuentra parcialmente saturado; y va incrementándose de aguas arriba hacia aguas abajo conforme el material se satura debajo de la línea superior de corriente,

después del primer llenado. En general puede considerarse que el comportamiento hidráulico del núcleo es el adecuado.

Colectores de flujo

Los colectores de flujo son dispositivos experimentales instalados en el contacto entre el núcleo y las laderas (Fig. 4.4), con una doble finalidad: medir la carga hidráulica, y tratar de evaluar el gasto a través del contacto. Con base en los resultados de las mediciones, puede asegurarse que el temor de que existiera flujo en dicho contacto y se generara una condición de erosión interna, era infundado ya que los caudales medidos fueron pequeños. Sin embargo, persisten algunas incertidumbres como puede constatare con los datos de la medición de febrero de 1995, donde los aparatos K-4 y K-5 registraron presión negativa, lo cual no puede ocurrir (Tabla 4.2). Igualmente, la carga exceso registrada por el colector K-1 no es confiable.

Tabla 4.2 Colectores de flujo instalados en el eje de la cortina

Colector de flujo (C.F.)	Localización	Presión (m)		
		manómetro	C.F.	Teórica
K-1	Elev. 463 m, margen derecha, galería 5	45	36	26
K-2	Elev. 468 m, margen derecha, galería 5	13	5	23
K-3	Elev. 473 m, margen derecha, galería 5	26	10	22
K-4	Elev. 474 m, margen izquierda, galería 2	4	-8	22
K-5	Elev. 479 m, margen izquierda, galería 2	5	-12	11
K-6	Elev. 484 m, margen izquierda, galería 2	32	10	16

4.1.3 Laderas

Filtraciones en galerías

Normalmente el caudal de las filtraciones responde al nivel del embalse y presenta ligeros aumentos cuando se presentan eventos sísmicos con magnitud Richter mayor de 4 grados.

Las mayores filtraciones ocurren en las galerías de margen izquierda. Las principales filtraciones en las galerías 1 y 2 de margen izquierda se presentan en la zona del dique D-2. De acuerdo con el proyecto, el drenado de esta estructura geológica sería por medio de los drenes, instalados en el ramal de drenaje; sin embargo, las filtraciones más significativas ocurren a través de algunos barrenos de drenaje perforados en el ramal de inyección. Se desconoce si estos barrenos alcanzaron el dique 2, pero es posible que el fracturamiento natural de la roca facilite la comunicación del agua que viaja por el dique hacia los barrenos.

Es importante destacar la presencia de arrastre del material en una zona muy localizada del ramal de inyección de la galería 2, principalmente por una fractura que intercepta las paredes cerca del fondo de la galería. El material de arrastre corresponde a un limo de alta compresibilidad (MH), con límite líquido de 152%, índice plástico de 96% y densidad de sólidos de 2.84; de color negro y de textura carbonosa.

El caudal de filtraciones en esta galería ha disminuido al pasar de casi 400 L/min en 1990 a 100 L/min en el 2000.

En general, los gastos medidos en las galerías de ambos márgenes presentan una tendencia a disminuir. Aún no se tiene detectada la causa de la disminución del gasto; sin embargo, se ha observado que el extremo de la tubería de los barrenos de drenaje está parcialmente obturado por el material de arrastre o por la solidificación de los minerales disueltos en el agua al contacto con el aire. Otra causa podría ser la colmatación de grietas con material proveniente del azolve del embalse. A la fecha, no es claro que exista una relación entre la disminución de los gastos de filtración, y el ligero incremento de carga observado en algunos piezómetros.

La magnitud de las filtraciones medidas en el vertedor de aforo instalado a la entrada de la galería No. 6, ubicada en la obra de excedencias, disminuyó drásticamente a partir de 1996 debido a los trabajos de calafateo en las juntas de construcción en el ramal del cimacio. El máximo gasto fue de 1887 L/min en marzo de 1993 y, después de los trabajos de calafateo, se midió un gasto no mayor de 75 L/min. En la última medición el gasto fue de sólo 5 L/min y varía en función del nivel del embalse.

Niveles piezométricos

Existen dos cuerpos de agua que penetran hacia aguas abajo, el principal bajo el vertedor, y el otro entre los túneles de desvío y uno de los ramales de la galería 5. Ambos ocurrieron desde el primer llenado y no han sufrido cambios significativos desde entonces.

Los grupos de piezómetros con carga hidráulica constante en margen derecha son: Pz-1 a Pz-6, Pz-8, Pz-11 instalados en las zonas alcañanas al vertedor de excedencias. El Pz-8 mostró variaciones en 1989 y 1992; y en 1995 el piezómetro b del grupo Pz-11 se reportó seco, originando una variación de casi 20 m, después ha permanecido alrededor de los mismos niveles.

En la misma margen derecha los grupos de piezómetros con mayor variación son los siguientes: Pz-7, Pz-9, Pz-13 y Pz-14. En el grupo Pz-7 permanecieron constantes los dos bulbos hasta 1994 pero entre 1995 y 2000 aumentaron 18 m y sólo el más superficial regresó al nivel anterior.

En el grupo de piezómetros Pz-9 las variaciones del embalse se observan en el bulbo más superficial "a", y aunque en el bulbo intermedio "b" se presentó un aumento de casi 30 m en 1992, para 1996 se reportó seco y en 1998 presentó una nueva variación de 20 m. El bulbo más profundo "c" del grupo Pz-13 es el único con aumento gradual del nivel, que en 1998 era la cota 460 m y para el 2000 fue la elevación 470 m.

Los grupos de piezómetros que han reportado niveles de agua constantes en la margen izquierda son: Pz-2, Pz-3, Pz-4, Pz-7, Pz-8, Pz-10, Pz-12. En estos piezómetros sólo se registraron los siguientes cambios: El bulbo "c" del grupo Pz-2 presentó variaciones en 1989, 1992 y 1993; los bulbos del grupo Pz-8 se encontraron obstruidos en 1997, pero a la fecha el bulbo "c" acusa nuevamente niveles de agua; el bulbo "b" del grupo Pz-10 registró en 1993 un descenso de nivel de 10 m; y el piezómetro Pz-12 registró un nivel dudoso en 1993.

Los piezómetros con variaciones en el nivel de agua en la margen izquierda son: Pz-1, Pz-5, Pz-6, Pz-9 y Pz-11. Para el Pz-1, instalado a partir de la galería 1, en años anteriores no se reportaban valores por tener lecturas mayores al nivel del embalse, pero a partir de 1999 el nivel reportado coincide con la cota de la boca. El bulbo "a" del grupo Pz-5 presenta valores constantes con ligeras variaciones, mientras que el "b" aumentó 10 m entre 1991 y 1992. El bulbo "c" reporta variaciones durante 1991, 1992 y 1999, para terminar en el año 2000 con el valor reportado en

agosto de 1999. en el grupo Pz-6 los niveles de agua son similares al nivel de la boca de los piezómetros y las variaciones ocurren cuando la galería 2 se inunda. El bulbo "c" del grupo Pz-9 presentó niveles de agua sólo en 1990 y en 1992, y en 1997 se reportaron obstruidos los tres piezómetros. En los piezómetros del grupo Pz-11 se reporta el nivel de agua hasta la boca, sólo en 1999 se presentó una variación de 16 m, pero para el año 2000 los valores se recuperaron.

Las variaciones indicadas en los párrafos anteriores podrían estar asociadas al ya comentado decremento en el gasto de los vertedores de aforo de las galerías 2 y 5, aunque esto no es claro ya que la disminución del gasto ha sido gradual, mientras que los niveles de agua en los piezómetros, en su gran mayoría, se recuperan, y sólo en el grupo Pz-13 de margen derecha el aumento ha sido gradual. Además las mediciones son muy espaciadas lo que impide ver un comportamiento detallado de los niveles de agua en la ladera. Se concluye que el incremento piezométrico en ambas laderas no es significativo, y no pone en riesgo la estabilidad de las estructuras desplantadas en ellas.

4.2 Comportamiento de la Cortina

Los desplazamientos horizontales y verticales en el cuerpo de la cortina han sido determinados a partir de las mediciones realizadas en ocho inclinómetros, tres deformómetros y 16 niveles hidráulicos; y en la superficie con mediciones en 120 referencias topográficas distribuidas en seis líneas transversales y tres longitudinales; también se mide la posición de la boca de los inclinómetros y de los deformómetros (Fig. 4.2 a 4.4).

4.2.1 Desplazamientos horizontales

En la sección transversal máxima los desplazamientos horizontales en la dirección paralela al río, medida a partir de los inclinómetros I-A2, I-AB, I-A3, I-A4 e I-A5, acusa que el movimiento es hacia aguas abajo. Los mayores desplazamientos se registran a media altura del núcleo (elev. 465 m, inclinómetro I-AB). El desplazamiento máximo medido desde diciembre de 1985 es de 24 cm, de los cuales sólo el 9% (2.2 cm) ha ocurrido en los últimos seis años.

En el inclinómetro I-A2 la mayor deformabilidad es desarrollada por el enrocamiento y el material de transición del talud de aguas arriba, ya que debajo de la elevación 460 los desplazamientos son prácticamente iguales desde hace seis años. Esta observación puede

constatarse observando la configuración de desplazamientos de los inclinómetros del talud aguas abajo, donde los quiebres representan la diferencia de deformabilidad de los materiales que intersecan los inclinómetros. Es notorio que el talud de aguas arriba es ligeramente más deformable debido a la condición de saturación de los materiales que lo forman, por estar éstos en contacto con el embalse.

En los inclinómetros instalados en la sección longitudinal máxima los movimientos horizontales en la dirección paralela al río reducen ligeramente su magnitud hacia los extremos, mostrando desplazamientos máximos acumulados de 17 y 13 cm, en los inclinómetros I-B1 e I-B2, respectivamente. Los valores indican que la parte izquierda de la cortina sufre mayores deformaciones que la derecha. A partir de 1994 no fue posible introducir la sonda de desplazamientos en la dirección eje río en el inclinómetro I-B2 debido a la deformación local de la tubería de ademe.

Los movimientos medidos en la boca de los inclinómetros instalados en el núcleo impermeable también indican mayor desplazamiento acumulado desde la construcción de la cortina, de 6.5 cm al centro (I-AB), respecto al inclinómetro I-B1 que es de 5.8 cm, y al inclinómetro I-B2 es de sólo 2.5 m, por lo que es mayor el desplazamiento del cuerpo izquierdo de la cortina respecto al derecho aunque todos los valores son pequeños.

Los desplazamientos horizontales en la dirección del eje de la cortina obtenidos con los inclinómetros instalados en la sección longitudinal máxima, presentan valores máximos en la boca y disminuyen gradualmente hasta llegar a cero en el desplante. Los valores son menores que los medidos en la dirección eje río y tienden a desarrollarse preferentemente hacia el centro del cauce, aunque los resultados obtenidos en algunas campañas de medición muestran lo contrario debido, aparentemente, a recuperaciones parciales asociadas a las fluctuaciones del embalse entre cada campaña de medición y en menor medida a sismos.

Los movimientos en dirección eje río, medidos a través de las líneas de referencia instaladas en la superficie de la cortina, indican que los desplazamientos horizontales ocurren preferentemente hacia aguas abajo. Los mayores desplazamientos se presentan en la línea de mojoneras L - 1 instalada a la elevación 520 del talud de aguas arriba, con un valor máximo de 17.4 cm. Los desplazamientos en los hombros de la corona son de aproximadamente de 9 y 9.2 cm en las líneas L-2 y L-3, respectivamente. En las líneas L-4, L-5 y L-6, instaladas en el talud de aguas abajo en las

elevaciones 500, 480 y 470 m respectivamente, muestran en ese orden desplazamientos de 13.8, 16.8 y 9.8 cm.

El desplazamiento máximo en la línea L-5 puede deberse al corrimiento del enrocamiento de gran tamaño colocado en la superficie del talud. En todos los casos, la tendencia del desplazamiento desarrollado desde julio de 1986 es hacia aguas abajo, y es claro que la magnitud de los desplazamientos es menor conforme transcurre el tiempo debido a la mayor trabazón y disminución de huecos por reacomodo de los fragmentos de roca.

Los cambios de geometría del terraplén por la ocurrencia de sismos fuertes no han sido significativos; los desplazamientos a lo largo de las líneas de referencia superficiales son, en general uniformes. sólo las líneas L-2 y L-3 acusan doble curvatura en su configuración: entre las mojoneras M-7 (cadenamiento 0 + 230) en la línea L-2; y M-8 (cadenamiento 0 + 163) a M-13 (cadenamiento 0 + 268) en la línea L-3.

4.2.2 Asentamientos

Los movimientos verticales, registrados con los inclinómetros instalados en la sección transversal máxima, acusan asentamientos más grandes en la boca de los instrumentos y disminuyen gradualmente con la profundidad, con excepción de algunos cambios bruscos asociados a la diferencia en la deformabilidad de los materiales que atraviesan algunos instrumentos.

El asentamiento máximo medido de diciembre de 1985 a agosto de 2000 es de 35.5 cm en el I-A2, 33 cm en el I-AB, 19.4 cm en el I-A3, 16 cm en el I-A4 y 23.4 cm en el I-A5. El máximo asentamiento sucede en el talud de aguas arriba y está asociado a la mayor deformabilidad del material por su condición de saturación. Es notorio que el asentamiento observado en el inclinómetro I-A5 es ocasionado por el reacomodo del enrocamiento de gran tamaño que protege al talud de aguas abajo puesto que el material subyacente acusa un asentamiento máximo del 13 cm, aproximadamente.

Los valores de asentamiento en los inclinómetros de la corona disminuyen uniformemente con la profundidad, con algunos quiebres en la superficie a partir de la renivelación de la corona, y entre los niveles 430 y 460 por la influencia de la deformabilidad de los materiales que integran al respaldo de aguas arriba bajo el efecto del embalse. Este último fenómeno se observa claramente en

los asentamientos medidos en el inclinómetro I-A2, en el cual se presentan cambios de pendiente en las zonas donde el aparato interseca a los distintos materiales. También se observa el efecto del llenado al incrementarse fuertemente los asentamientos por saturarse el material de respaldo.

Los deformómetros inclinados instalados en la transición, en los filtros de aguas arriba, y en el corazón impermeable indican magnitudes de asentamiento ligeramente mayores que los medidos en inclinómetros.

Los asentamientos en la superficie de la cortina medidos a partir de las líneas de referencia superficiales corroboran la mayor deformabilidad del talud de aguas arriba respecto al de aguas abajo. Las curvas de asentamiento son uniformes e indican que la mayor deformación vertical tiene lugar sobre la sección transversal máxima con valores sensiblemente similares a los reportados con los inclinómetros.

Los valores máximos acumulados de asentamiento medidos son: 32.4, 30.8, 21.4, 46.0, 14.0 y 8.5 cm en las líneas L-1, L-2, L-3, L-4, L-5 y L-6, respectivamente.

En las líneas L-1 y L-2 ocurre un cambio brusco en la configuración de asentamientos a partir de la mojonera 16 y hasta el empotramiento derecho, siendo más notable en la línea L-1. Es posible que esta anomalía este asociada a la topografía del cañón en la proximidad del empotramiento derecho y se manifiesta al nivel de la corona como un ligero agrietamiento transversal en la carpeta asfáltica.

Se ha visto un agrietamiento en la carpeta asfáltica sobre el hombro de aguas abajo en el empotramiento izquierdo pero no se observan evidencias en las mediciones.

Por último, los asentamientos medidos en el cuerpo de la cortina a partir de niveles hidráulicos, indican mayores deformaciones verticales en el núcleo de arcilla que en los respaldos. Los valores del asentamiento corresponden al periodo comprendido entre octubre de 1984 y marzo de 1999, con un valor máximo acumulado de 14 cm a la elevación 475 y de 12 cm a la elevación 448.

4.2.3 Deformaciones unitarias

Para conocer las deformaciones en la parte superior de la cortina se instalaron extensómetros de barra en la dirección eje río en tres secciones transversales a la elevación 516 m, y en la dirección eje cortina en la sección longitudinal máxima a la elevación 520 m (Fig. 4.4).

En general los extensómetros de barra reportan que durante el primer llenado se desarrollaron las mayores deformaciones como era de esperar, los valores de 1987 a la fecha son prácticamente los mismos, con claras excepciones, lo que indica en general un estado de deformaciones en equilibrio.

En los extensómetros instalados en las secciones transversales, las compresiones se desarrollan en los instrumentos ubicados sobre el eje de la cortina; y las extensiones en los aparatos colocados hacia los hombros. Es notorio que las mayores extensiones ocurren en el hombro de aguas abajo y no son mayores de 0.6%, y que las compresiones no son mayores a 0.3%.

Los 38 extensómetros de barra instalados en la sección longitudinal máxima, sobre el eje de la cortina a la elevación 520, acusan deformaciones de compresión no mayores de 0.3% con una configuración constante, sin incrementos importantes. Sólo los extensómetros colocados hacia los empotramientos reportan valores mayores de deformación, particularmente el segundo en margen izquierda LEY - 2 y el penúltimo en margen derecha LEY- 37. En el primer caso se terminó la carrera reportando un valor de deformación de 0.8%; para el segundo se reporta una deformación unitaria de 1.28% y presenta tendencia a aumentar.

4.3 Comportamiento de la Falla F-4 y de los Taludes

Dada la importancia que las estructuras geológicas tuvieron en el diseño y en la construcción de la obra, en este inciso se analiza la evolución de las mediciones de los extensómetros instalados con la finalidad de vigilar el comportamiento de la falla F-4.

4.3.1 Falla F-4

Una de las fallas geológicas del sitio cuyo comportamiento más preocupante, es la identificada como "Falla F-4", la cual atraviesa diagonalmente la cimentación del corazón impermeable de la cortina, quedando la Unidad litológica U-A hacia aguas arriba. Esta falla tiene un espesor entre 1 y

1.5 m; las características del material de relleno varía según el tipo de roca que afecta: lutitas o areniscas (Fig. 4.13).

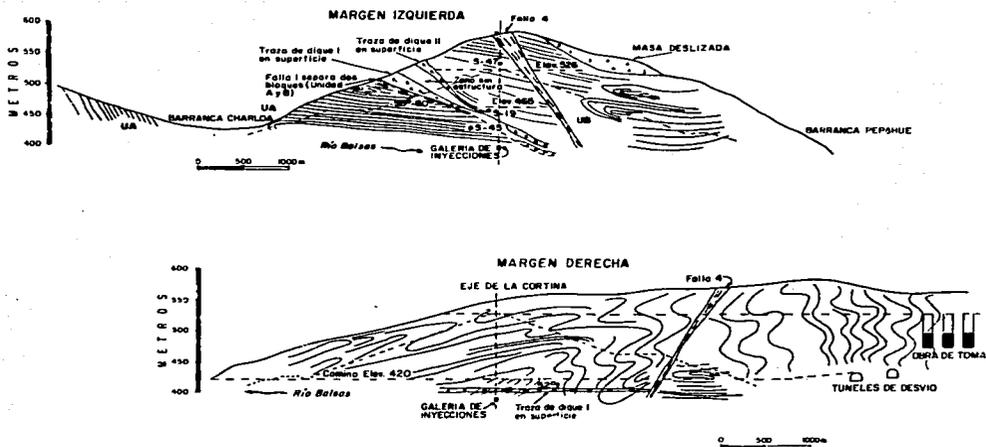


Fig. 4.13 Esquema geológico – estructural de la margen izquierda y de la margen derecha
Ref. 8

En la zona del recinto, la falla F-4 tiene un rumbo N-S con echado de 65° a 70° W. En la galería 1 de margen izquierda (elevación 490) cambia su rumbo a $N10^{\circ}E$ con echado $52^{\circ}NW$ y se presenta en el cadenamiento 0 + 030 del acceso a esta galería observándose bien cementada en la pared derecha (aguas abajo) y húmeda en la izquierda (aguas arriba). En la galería 7 de margen derecha (elevación 510) tiene un rumbo $N18^{\circ}E$ con echado $68^{\circ}NW$, e intersecta a la galería entre los cadenamientos 0 + 050 a 0 + 070.

El tratamiento de esta falla se realizó desde galerías mediante la ejecución de barrenos en abanico a diferentes profundidades con el fin de costurear los contactos falla – roca, procurando que el tratamiento tuviera un espesor aproximado de 20 m en toda la extensión de la falla. En la margen izquierda, debido al intenso fracturamiento de la roca hubo consumos mayores de 500 kg/m de la mezcla utilizada.

Para conocer el comportamiento de esta estructura geológica se instalaron nueve grupos de extensómetros: tres extensómetros de placa en el cauce del río, tres en la galería 1 de margen izquierda, y los tres restantes en la galería 7 de la margen derecha, estos seis grupos con extensómetros de barra. Cada grupo está constituido por tres aparatos con diferente orientación con respecto al rumbo de la falla.

De acuerdo con las mediciones, los extensómetros instalados en el cauce registraron movimientos de extensión, pero no de manera uniforme. Entre 1986 y 1991, los tres aparatos del grupo 1EF4 registraron, en promedio, una velocidad de extensión de 0.6 mm/año, y desde 1992 a la fecha prácticamente no registraron movimientos; incluso el aparato 1EF4-20°-Z, mostró una tendencia a recuperarse.

Respecto a los aparatos del grupo 2, solamente el extensómetro 2EF4-45°-1 ha funcionado satisfactoriamente, y no mostró movimiento de 1986 a 1988. En 1989 indicó una extensión de aproximadamente 4 mm, que al año siguiente disminuyó a 1.7 mm; desde entonces a la fecha, su lectura se ha mantenido sin cambios. Los otros dos aparatos mostraron problemas de funcionamiento desde 1987.

Los aparatos del grupo 3 no registraron movimientos de 1986 a 1988, el 3EF4-45°-2 dejó de funcionar en 1988, los dos restantes registraron una extensión de 2 mm, y de 1990 a 1996 mostraron un comportamiento regular, sin cambios importantes o tendencia definida. En 1996 dejó de funcionar el 3EF4-45°-1 y, en la última lectura realizada en 1987, se recuperó el extensómetro 3EF4-45°-2, el cual había dejado de funcionar desde 1988, volviendo a registrar la lectura de su instalación. Los aparatos del grupo 4 que aún funcionan no registran variación en los valores de extensión registrados desde 1988.

Los extensómetros instalados en las márgenes (galerías 1 y 7), prácticamente no han registrado movimientos desde 1988 a la fecha. Cabe aclarar que en 1992 registraron una extensión aparente de 0.2 a 0.3 mm debido a cambio de micrómetro.

De lo anterior puede concluirse que los pequeños movimientos que ha registrado la instrumentación de la falla F-4 fueron causados por el proceso de construcción y primer llenado. El

comportamiento exhibido por la falla indica que es inactiva; sin embargo, dada la incidencia de sismos en el área es necesario continuar con su medición y análisis.

4.3.2 Casa de máquinas

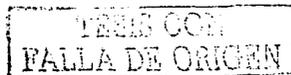
La casa de máquinas se localiza en un macizo rocoso constituido por la Unidad U-A. En esta zona la roca se presenta como lutita inalterada, con estratos de arenisca de 1 a 2 m de espesor que buzcan hacia el este entre 15° y 45° .

Los accidentes geológicos que influyeron en la estabilidad de la caverna fueron los siguientes:

- 1) Falla D: Con rumbo $N85^\circ W$ y echado variable entre 55° y 60° hacia la excavación, aflorando a todo lo largo de la pared sur (aguas arriba) a la elevación 415 m aproximadamente, y con espesor variable entre 5 y 15 cm, con relleno arcillo - arenoso.
- 2) Falla D': continuación de la falla D, la cual tiene un cambio de rumbo aparentemente provocado por la falla B. El rumbo de esta falla es $N75^\circ E$ y su echado es de 55° hacia el NW.
- 3) Falla B: Casi perpendicular a la pared sur, a la cual interseca entre las unidades generadoras 2 y 3. La falla está sellada con cuarzo y calcita.
- 4) Dique 4: Cuerpo ígneo intrusivo de 2 m de espesor en promedio, su rumbo forma un ángulo de 30° respecto al del eje mayor de la caverna y tiene un echado hacia la excavación.

La excavación de caverna en combinación con los accidentes geológicos y los planos de estratificación de la roca pusieron en peligro las paredes de la caverna, propiciando la formación de dos cuñas potencialmente inestables; a) cuña mayor y b) cuña menor. Los trabajos de estabilización de las paredes consistieron en la colocación de anclas de fricción, concreto lanzado como soporte temporal, y concreto armado como soporte definitivo; así como la perforación de una cuadrícula de barrenos de drenaje en toda la pared sur para evitar las cargas de presión hidrostática.

Para conocer el comportamiento de las paredes afectadas por los accidentes geológicos descritos, se instalaron durante la construcción (1983 - 1986) numerosos extensómetros de barra en las paredes norte, sur y oeste así como en la bóveda, parte de los cuales solamente funcionaron durante la etapa de construcción. A la fecha, continúan las mediciones en algunos puntos de las paredes sur y oeste de la casa de máquinas.



La pared sur está afectada por varias discontinuidades geológicas que conforman dos cuñas de gran volumen que requirieron tratamientos importantes de estabilización. Con la finalidad de detectar los movimientos de las cuñas se instalaron 39 extensómetros: 15 cortos con longitudes variables entre 9 y 16 m, cuya finalidad era detectar los movimientos de la cuña menor; y los 24 restantes con longitudes variables de entre 19 y 50 m (largos), para detectar los movimientos de la cuña mayor. Actualmente se miden 5 extensómetros cortos (extensómetros 7, 30, 31, 32 y 24), y 7 largos (extensómetros 25, 29, 35, 36, 38 y 39).

El extensómetro 37 localizado en la pared entre las unidades generadoras uno y dos, experimentó una extensión gradual desde su instalación (1986) llegando a 0.9 mm en febrero de 1990. Al año siguiente el desplazamiento en el macizo se recuperó en 0.1 mm, tendiendo su lectura en 0.8 mm, para 1992 se presentó un aumento de 0.4 mm debido al cambio de micrómetro con lo que el desplazamiento a esa fecha es de 1.2 mm, de 1992 a 1995 se mantuvo sensiblemente constante en 1.25 mm. De 1995 a 2000 no se ha medido por no tener acceso adecuado.

El extensómetro 39 localizado en la pared entre las unidades generadoras uno y dos, indicó un desplazamiento contra el macizo de 0.2 mm entre 1986 y 1988. Entre 1989 y 1991 se registró un incremento en extensión de 0.6 mm con lo que el desplazamiento se desarrolla hacia la excavación en una magnitud total de 0.38 mm; después del cambio de micrómetro en 1992 su lectura fue de 0.44 mm; hasta 1995 se mantuvo un incremento más o menos constante alcanzando un valor de 0.54 mm. Por último, de 1995 a 1997 incrementó su extensión a 0.66 mm.

En la pared sur, entre las unidades generadoras dos y tres existen tres extensómetros, que entre ellos muestran un comportamiento similar: entre 1986 y 1988 indicaron un comportamiento estable, de 1989 a 1990 mostraron una extensión de 0.35 mm, en 1992 con el cambio de micrómetro sus lecturas se modificaron a 0.8 mm en promedio. De 1992 a 1995, mostraron una extensión de 0.15 mm, con lo que la magnitud de desplazamiento llegó a 0.95, en promedio. Por último, de 1995 a la fecha, siguen mostrando movimiento de extensión con un incremento de aproximadamente 0.1 mm, con lo que para el año 2000 se llega a un desplazamiento total de 1.3 mm, es decir, un desplazamiento de 0.093 mm/año.

En la zona frente a la unidad tres hay siete extensómetros, los cuales desde que fueron instalados (algunos en 1985 y otros en 1989), mostraron un comportamiento prácticamente constante y estable, con extensiones no mayores de 0.2 mm hasta 1990, de 1990 a 1995 su comportamiento

sigue siendo estable, con un desplazamiento de 0.12 mm/año. De 1995 a la fecha no se han reportado incrementos en las deformaciones.

En la pared oeste se tienen tres extensómetros, los cuales han tenido un comportamiento similar y estable, el desplazamiento no es mayor de 0.2 mm desde su instalación.

4.3.3 Talud izquierdo del vertedor

Los taludes que forman el canal de descarga del vertedor se excavaron dentro de las unidades litológicas U-A y U-B, y la zona de transición entre ambas. En la zona excavada, la roca se presenta alterada con alto grado de fracturamiento, alcanzando espesores de roca fracturada hasta de 51 m a partir de la superficie del terreno. Los contactos entre las unidades U-A y U-B no presentan una estructura definida.

El talud izquierdo del canal vertedor presenta mayor fracturamiento que el derecho y está afectado por dos sistemas de fallas: el E-W y el N60°E, ambas con echado de la estratificación hacia el macizo rocoso. La baja calidad de la roca, la disposición de las fallas y los cortes del talud limitaron cuñas de roca inestable de aproximadamente 10 m³.

La estabilización de la excavación del talud de margen izquierda consistió en la colocación de anclas de fricción de 1 ½" de diámetro y 9 m de longitud, colocadas en una plantilla de 2.5 m; protegiendo la superficie de los taludes con malla y concreto lanzado. Para evitar la presión hidrostática se perforó un sistema de barrenos de drenaje con dirección S30°E para intersectar en forma perpendicular el sistema de fallas N60°E. En la siguiente fotografía se observa este talud (Foto 4.2)



Foto 4.2 Talud izquierdo de la obra de excedencias

Actualmente se cuenta con 10 extensómetros de barra. De acuerdo con las mediciones, las mayores deformaciones se han desarrollado en los tres extensómetros instalados en la unidad litológica U-B, donde predominan las lutitas sobre las areniscas, estos son: el 10b, 11a y el 11b, con longitudes de 9.21 y 9 m respectivamente. En la figura 4.12 se muestra su ubicación en el talud.

4.3.4 Talud de la plataforma de transformadores

Esta plataforma se ubica sobre roca fracturada de la unidad U-A, afectada por metamorfismo y por los siguientes accidentes geológicos:

- a) Falla 9: Con rumbo N70°SW, el material de relleno está cementado con carbonatos de calcio conteniendo fragmentos de la misma formación; se presentan cavidades de hasta 1.5 m de ancho por 5 m de longitud. La presencia de esta falla cambia la dirección de los echados de los estratos. La falla intersecta al dique 4, y tiene comunicación con el embalse.
- b) Fallas 13 y 13': Están selladas con cuarzo y calcita. Su presencia provoca un escalonamiento en la formación sedimentaria.

El bloque de roca comprendido entre la falla 9 y la superficie del terreno presenta entre 10 y 15 m de espesor de alteración. La estratificación buza 45° hacia el macizo rocoso. Al excavar los primeros 30 m, se observaron problemas de estabilidad debido a la presencia de la falla F-9 y a su

influencia en el cambio de dirección de los echados. Para evitarlos se cambió la pendiente del talud y se giró 16° la dirección del mismo, con lo que se evitó tener la componente de la estratificación con salida hacia la excavación.

Al alcanzar la excavación la elevación 510, se detectó la falla F-13 intersectando a la falla F-9 con un ángulo de 15°. La intersección de estas fallas y los planos de estratificación limitaron cuñas de roca potencialmente inestables, la mayor con un volumen aproximado de 30 000 m³.

La estabilización consistió en 185 anclas de acero de 2 ¼" de diámetro, con longitudes variables entre 12 y 37 m y capacidad nominal de 100 t; la perforación de una plantilla de barrenos de drenaje de 3" de diámetro siguiendo un patrón de 5 x 5 m con inclinación de 15° ascendentes, con longitudes y orientaciones variables; y adicionalmente, desde la galería 7 la realización de 3 abanicos de drenaje. Todas las superficies excavadas se protegieron con malla y concreto lanzado hasta la plataforma de la elevación 595, donde se realizó impermeabilización de la parte superior de la cuña por medio de un terraplén de arcilla protegido con rezaga y un pequeño muro de mampostería en todo el perímetro de la plataforma, así como un sistema de cunetas revestidas para canalizar los escurrimientos pluviales.

Para vigilar los movimientos superficiales del talud y los posibles movimientos de la cuña se instalaron dos temas de extensómetros a diferentes profundidades, una a la elevación 580 y la otra a la 570.

De acuerdo con las mediciones de los seis extensómetros en el talud de la plataforma de transformadores desde su instalación (1989) a la fecha, no han mostrado inestabilidad. En general, la magnitud de los desplazamientos registrados ha sido pequeña (< 1 mm), y sólo en 1992 se presentó variación en la configuración debido al cambio del aparato de medición; lo anterior indica que los tratamientos efectuados durante la construcción han funcionado satisfactoriamente y no existe riesgo de falla.

4.4 Conclusiones

Del análisis de la información de niveles de agua en el núcleo y de filtraciones en galerías se desprenden las siguientes conclusiones:

- a) Tres de los piezómetros instalados en la cimentación indicaron diferencias con respecto a las teóricas, posiblemente debido a la influencia de las estructuras geológicas que afloran en la cimentación, como es el caso de los diques D-1 y D-1'. Desgraciadamente no es posible seguir con las mediciones, pues los aparatos quedaron fuera de servicio; sin embargo, las diferencias observadas respecto a lo esperado son locales y no influyen en la seguridad de la cortina. Actualmente, el único parámetro que puede ayudar a detectar alguna anomalía es el nivel de agua dentro de los inclinómetros y éstos, por ahora, no indican ningún comportamiento anormal.

Debido a que es muy importante la información que se obtiene de los piezómetros en la cimentación de la cortina, actualmente se analizan diversas alternativas para su rehabilitación o reinstalación.

- b) En la galería 2 continúa el arrastre de material, proveniente de algún horizonte arcilloso de la litología a través de una fractura, pero no hay incremento del gasto de las filtraciones; por el contrario, han disminuido.

El comportamiento de los extensómetros instalados en los taludes, cortes y la falla F-4, indica lo siguiente:

- a) El comportamiento de la falla F-4, indica que es inactiva; pero conviene seguir su observación ya que la obra se localiza en una zona de alta sismicidad y pudiera activarse.
- b) El macizo rocoso de la pared sur de la casa de máquinas se sigue moviendo, constante pero con velocidad de deformación muy pequeña, lo que no se considera actualmente de riesgo para la estabilidad de la estructura en el corto plazo.
- c) El talud izquierdo del vertedor en la zona de la unidad U-B continua moviéndose. Aunque el movimiento es pequeño y constante desde su construcción, puede ser que en el futuro requiera de algún tratamiento de estabilización.
- d) El talud de la plataforma de transformadores no muestra algún síntoma de inestabilidad.

Las deformaciones desarrolladas en la cortina después de su construcción, no sobrepasan 40 cm en las direcciones vertical u horizontal, por lo que su comportamiento ha sido adecuado. Aunque en los empotramientos existen pequeños agrietamientos en la carpeta asfáltica desde 1987, las deformaciones unitarias no acusan magnitudes que obliguen a pensar en daños en el cuerpo de la cortina, por lo que los asentamientos diferenciales y agrietamientos observados son superficiales.

Es notorio que a la fecha los sismos han tenido poco impacto sobre el comportamiento de la cortina. La reducción de los gastos de filtración a través de los barrenos de drenaje en las galerías de ambas márgenes está en un programa de seguimiento, para estudiar su causa y, en su caso, proponer las soluciones adecuadas.

CONCLUSIONES

La estadística sobre el comportamiento de aparatos instalados en las presas construidas por CFE, así como las observaciones sobre la instalación y mantenimiento de los instrumentos, revelan que existen deficiencias en su funcionamiento. Algunas de estas deficiencias consisten en deformaciones en inclinómetros que no permiten el paso del sensor, filtración a través de empaques en extensómetros eléctricos provocando que dejen de funcionar, así como rotura de tuberías que accionan el sensor de celdas de presión total o piezómetros neumáticos, debido a deformación pronunciada en la interfase de la presa y laderas, entre otras.

No todas las deficiencias antes mencionadas son atribuibles al aparato o dispositivo de medición en sí. La colocación del instrumento constituye en la práctica un reto, demanda personal entrenado y cuidadoso, técnicas de instalación especiales y protección contra daño durante la construcción. Por otro lado el mantenimiento de los sensores, manómetros, terminales eléctricas, bancos de apoyo topográfico, etcétera, suele generar registros poco confiables.

No obstante las limitaciones y deficiencias, se considera que los resultados de las mediciones han contribuido a mejorar el conocimiento de los procesos de deformación que se desarrollan durante la construcción, el primer llenado y la operación posterior del embalse, y sugerido campos de investigación futura.

Son numerosos los problemas aún no resueltos cabalmente, como la confiabilidad de los instrumentos de medición, procedimientos de colocación de los medidores, leyes de los materiales compactados, efecto de los procesos constructivos en las propiedades mecánicas de los materiales que constituyen a la estructura, interacción núcleo – filtro y presa – laderas, licuación de los depósitos aluviales de cimentación en zonas sísmicas, plastificación del núcleo, etcétera.

Las investigaciones por desarrollar tanto en el campo experimental como teórico son innumerables, y el análisis del comportamiento de las presas ya construidas ha sido fuente de inspiración para sugerir campo de investigación, impulsar diseños más seguros, y resolver deficiencias pasadas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Referencias Bibliográficas

1. CFE. (1980) "III Reunión Nacional de Geotecnia y Geotermia". Memoria – Tomo II. México.
2. CFE. (1983) "Manual de Diseño de Obras Civiles" Tomo B.2.5. México
3. Garrido, U.J., Bravo, G.G., (1986) Geología y Geotecnia Aplicada a la Construcción del Proyecto Hidroeléctrico Ing. Carlos Ramírez Ulloa en el Caracol, Gro. CFE, México, D.F.
4. Hernández R. R (2000) "C.H. Ing. Carlos Ramírez Ulloa, Presa El Caracol, Gro. Informe de Inspección (Octubre 2000)": 841.01-098/00, CFE – Subgerencia de Seguridad de Estructuras. México, D.F.
5. Hindú R. A., (1994) "Síntesis Técnica 1985 – 1993". Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil. Superintendencia de Estudios Pacífico Sur. CFE. México.
6. Hoeg, K. (1996). Performance evaluation safety assement and risk analisis for dams. Norwegian Geotechnical Institute, Norway. Hydropower and Dams.
7. Ingeniería Civil. (1990) Órgano oficial del Colegio de Ingenieros Civiles de México, A.C. No.270. México.
8. Maycotte J. (1981) "Geología y Geotecnia del Proyecto Hidroeléctrico El Caracol, Guerrero". CFE México D.F.
9. Roldán J. A., (1999) "C.H. Ing. Carlos Ramírez Ulloa, Presa El Caracol, Gro. Informe de Inspección (Agosto 1999)", 841.01-80/99, CFE – Subgerencia de Seguridad de Estructuras. México, D.F.
10. Sifuentes S. (1988) "Informe Final de Mecánica de Rocas. C.H. Ing. Carlos Ramírez Ulloa"
11. SRH-CFE-UNAM (1976), "Comportamiento de presas construidas en México", Vol. II. Contribución al XII Congreso Internacional de Grandes Presas, México, D.F.