

300615

17
seg

U N I V E R S I D A D L A S A L L E

ESCUELA DE INGENIERIA

INCORPORADA A LA U.N.A.M.

"COMPORTAMIENTO OBSERVADO EN LA PRESA
NETZAHUALCOYOTL, CHIS."

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MEXICO D.F.

SEPTIEMBRE 1986



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

1. INTRODUCCION

- 1.1 GENERALIDADES**
- 1.2 ASPECTOS DEL CLIMA DE LA HIDROLOGIA**
- 1.3 SISMICIDAD**
- 1.4 GEOLOGIA REGIONAL**

2. ASPECTOS DEL DISEÑO

- 2.1 GEOLOGIA DE LA BOQUILLA**
- 2.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES**
- 2.3 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES**
- 2.4 TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION**

3. PROYECTO DE INSTRUMENTACION

- 3.1 ESTRUCTURA PRINCIPAL (PRESA)**

4. ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO

4.1 COMPORTAMIENTO DURANTE EL PERIODO DE CONSTRUCCION

4.1.1 MEDICIONES DE MOVIMIENTOS HORIZONTALES Y HUNDIMIENTOS

4.1.2 MEDICIONES PIEZOMETRICAS

4.2 COMPORTAMIENTO DURANTE EL PERIODO DE OPERACION

4.2.1 MEDICIONES DE MOVIMIENTOS HORIZONTALES EN INCLINOMETROS

4.2.2 MEDICIONES DE HUNDIMIENTOS EN INCLINOMETROS

4.2.3 MEDICIONES EN CELDAS PIEZOMETRICAS

4.2.4 MEDICIONES DE HUNDIMIENTOS EN TESTIGOS SUPERFICIALES

4.2.5 SISMICIDAD

5. CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

1. INTRODUCCION

La necesidad de construir presas cada vez mas altas o en sitios con problemas de cimentación mas complicados, han obligado a recurrir a la instrumentación para verificar, durante la construcción y operación de las obras, las hipótesis de diseño y acumular información del comportamiento de la estructura que pueda ser utilizada en futuros proyectos.

El objeto de la instrumentación de una presa, es el de observar en forma general, el comportamiento de la misma. En algunos casos, debido a condiciones particulares de cada sitio, tales como la situación geográfica, la topografía o las condiciones geotécnicas, se realizan proyectos de instrumentación cuyo objeto es el de poder prever cualquier anomalía de la estructura durante la etapa de construcción o de operación de la misma.

Durante estas etapas, la presa y su cimentación se ven sometidas a acciones externas, tales como las fluctuaciones del agua en el embalse, el efecto de los sismos, etc., lo cual produce diversas condiciones de esfuerzos en la estructura. Además en las presas de materiales -

graduados o de sección homogénea (materiales finos) - se tiene una constante variación de las propiedades de esfuerzo-deformación, con el tiempo.

Por lo tanto el ingeniero que elabora proyectos de instrumentación debe tener experiencia en el campo de la mecánica de suelos y rocas en lo referente al diseño y construcción de presas, a fin de que pueda definir las posibles causas de falla y conocer sus mecanismos para poder identificarlos, así como aplicar métodos analíticos o experimentales para tratar de predecir el comportamiento y establecer valores de control para compararlos con los parámetros que serán medidos. Una vez realizado el proyecto de instrumentación e instalados los aparatos, se deben programar la toma de lecturas y visitas de inspección para detectar indicios de anomalías; posteriormente se deben interpretar las observaciones y establecer las medidas correctivas en caso necesario; - este último punto constituye la parte más importante de la instrumentación de una estructura y deberá cumplirse ya que de ello depende el éxito de la instrumentación.

Es aquí donde en algunas ocasiones se desvanecen todos los esfuerzos realizados en las etapas anteriores, ya -

que el oportuno análisis e interpretación de las mediciones realizadas, es fundamental para cumplir con los objetivos de la instrumentación.

Finalmente, a partir de los datos obtenidos, se puede en ocasiones retroalimentar diseños futuros.

El caso del comportamiento de la presa Netzahualcóyotl resulta atractivo, ya que ésta es una de las más altas de la República Mexicana, de 138 m de altura y fue construida en una zona de alta sismicidad.

1.1. GENERALIDADES

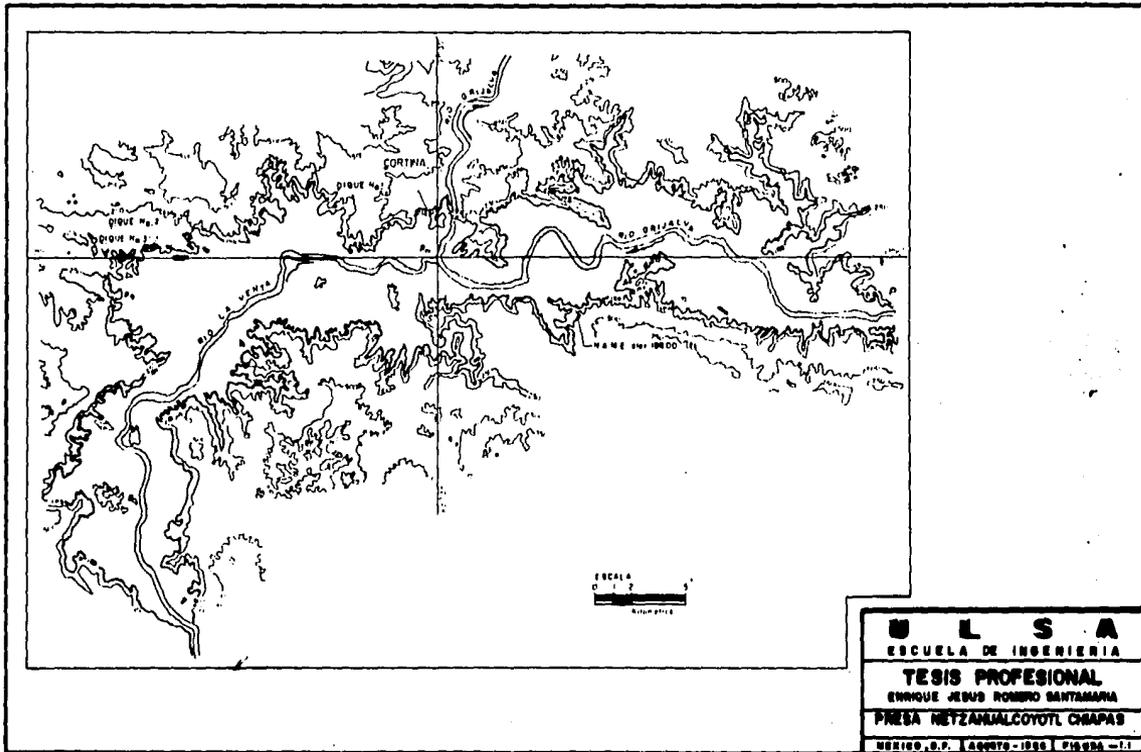
Entre los años 1959 y 1964, se construyó la presa -- Netzahualcóyotl, en el estado de Chiapas, con el fin de controlar las aguas del Río Grijalva y las de su principal afluente el Río La Venta y con ello aprovecharlas para el riego de tierras de alta productividad, generación de energía eléctrica en la Planta de Malpaso, control de avenidas y otros usos secundarios.

Las coordenadas geográficas de su localización son - -
17°10' de latitud norte y 93°37' de longitud oeste;
se ubica a 125 km al suroeste de la ciudad de Villa--
hermosa, capital del estado de Tabasco y a 328 km - -
aguas arriba de la desembocadura del Rfo Grijalva en -
el Golfo de México.

La Presa Netzahualcōyotl, tiene una capacidad máxima de
12,969 millones de metros cúbicos y está constituida -
por las siguientes estructuras :

- Una cortina principal de 138 m de altura máxima y
3 diques denominados 1, 2 y 3 de 57, 30 y 40 m
de altura máxima respectivamente, construidos en -
depresiones naturales para cerrar el vaso de la -
presa. Estos diques se localizan en la margen iz-
quierda del Rfo La Venta a 1.5 km, 27.0 km y --
29.0 km respectivamente, de la estructura princi--
pal. Con excepción del dique No. 2, de sección -
homogénea, estas estructuras son del tipo de mateg
riales graduados. La localización de estas es- -
tructuras se presenta en la Figura 1.1.

- Dos vertedores de excedencias, uno de servicio y -
otro de emergencia que se localizan en la margen iz



U L S A
ESCUELA DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA
PRESA NETZAMIALCOTOTL CHAPAS
MEXICO, D.F. AGOSTO-1966 CIESA-11

quierda de la presa; el primero de ellos dotado de tres compuertas radiales de 15 m x 15 m, tiene una capacidad máxima de descarga de 11,100 m³/seg, en tanto que el vertedor de emergencia, construido inmediato al anterior dispone de cuatro compuertas radiales de 15 m de ancho y 18.7 m de alto y fue proyectado para funcionar solamente cuando se presenten avenidas superiores a la máxima ordinaria. El gasto máximo que pueden manejar en forma combinada, estas dos estructuras, es de 20,000 m³/seg.

- La obra de toma para la generación de energía y la Planta Hidroeléctrica, se localizan en la margen derecha del río y consisten básicamente en seis tuberías de presión de 7.0 m de diámetro, alojadas en túneles excavados en esta margen, las cuales alimentan a seis turbogeneradores ubicados en una casa de máquinas subterránea.

- La obra de desvío del Río Grijalva, consistió en cinco túneles, localizados tres de ellos en la margen derecha y los dos restantes en la ladera izquierda, de 16.0 m de diámetro y longitud promedio de 825 m. El gasto de diseño para esta obra fue de 7,200 m³/seg.

En la Figura 1.2 se muestra en planta la localización general de la presa y las estructuras auxiliares.

1.2 ASPECTOS DEL CLIMA Y DE LA HIDROLOGIA.

Debido a que la obra se encuentra en la región sureste del País, donde se tiene un clima tropical, se presentan en la zona, altas precipitaciones pluviales ocasionadas en parte por el efecto de ciclones tropicales.

La precipitación media anual durante los años de construcción (1959 - 1964) fue de 2,178.7 mm, con un máximo de 2,380.9 mm en el año de 1963. En la Tabla 1 se presentan los valores de precipitación media anual en el periodo 1959 - 1982 obtenidos de la estación climatológica MALPASO II.

Los datos hidrológicos fueron obtenidos de la estación MALPASO II, sobre el Rfo Grijalva, siendo el área de la cuenca hasta el sitio de la obra de 33,740 km², de los 28,208 km² corresponden al estado de Chiapas y el resto a la República de Guatemala.

ANO

PRECIPITACION ANUAL MEDIA EN
M M

1959	2,705.7
1960	2,344.8
1961	2,105.6
1962	1,862.1
1963	2,380.9
1964	2,366.1
1965	2,114.6
1966	1,983.3
1967	1,997.2
1968	2,204.6
1969	2,437.6
1970	3,035.4
1971	1,907.5
1972	2,098.7
1973	2,504.9
1974	2,416.0
1975	2,286.4
1976	1,857.9
1977	1,512.4
1978	1,590.3
1979	2,684.1
1980	2,656.6
1981	2,913.9
1982	2,387.0

TOTAL: 54,353.60

PROMEDIO: 2,264.73

T A B L A 1.

Los datos de escurrimiento medio anual en el período -
1944 - 1982 , se resumen como sigue :

Máximo 31,500 millones de m³ en 1955

Mínimo 9,234 millones de m³ en 1975

Promedio 17,850 millones de m³

A continuación se presentan los gastos medios anuales -
registrados en el período 1974 - 1982 .

<u>A Ñ O</u>	<u>VOLUMEN EN MILLONES DE METROS CUBICOS</u>
1974	12,019
1975	9,234
1976	-----
1977	19,121
1978	16,187
1979	17,968
1980	16,111
1981	17,125
1982	17,449

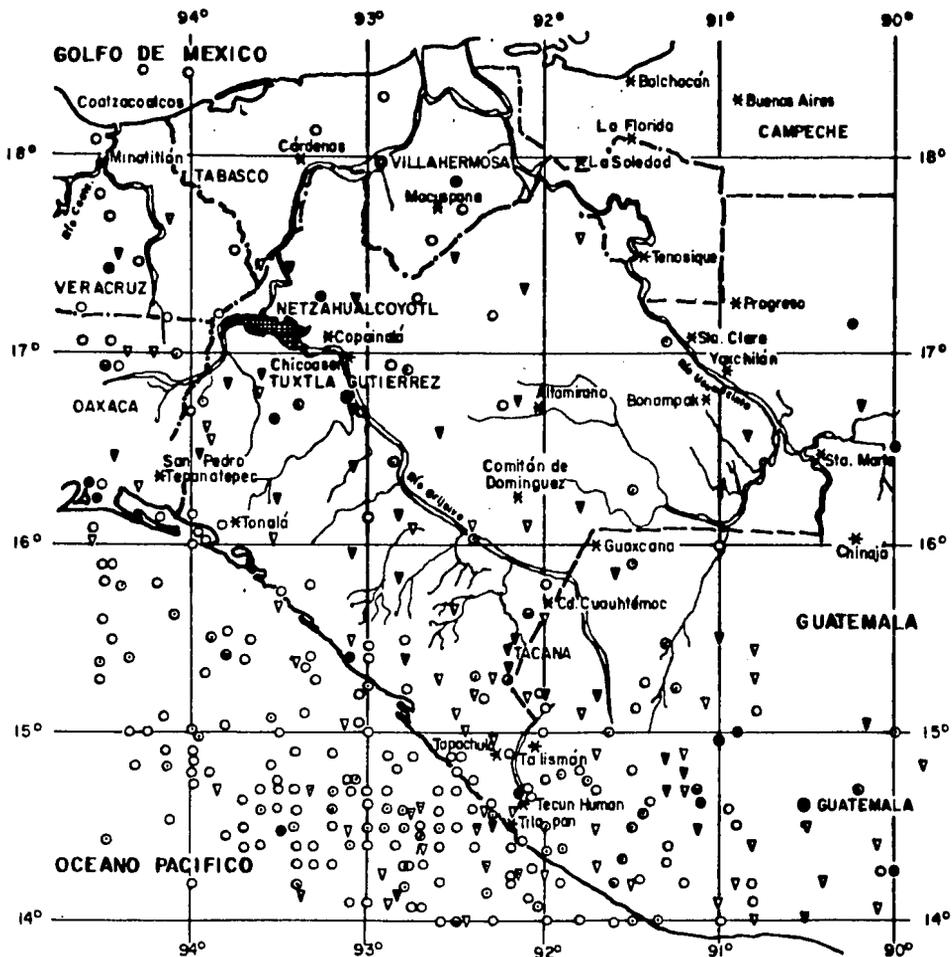
1.3 SISMICIDAD

La región queda comprendida dentro de la zona de alta intensidad y de acuerdo a la carta sísmica de México, se localiza en la zona 3, (Figura 1.3). Dada la disposición de epifocos, se puede inferir según la Figura 1.4 que la mayor actividad se ha desarrollado hacia el sur, en el Océano Pacífico, y al este, dentro del territorio Guatemalteco.

Cerca del sitio de la obra existen aproximadamente 5 epifocos; el más activo vista de la presa unos 40 km y tiene una actividad registrada menor a 6.5 en la escala de Richter.

1.4 GEOLOGIA REGIONAL

La obra queda comprendida dentro de la región de cordilleras y serranías, constituida por plegamientos de los sedimentos marinos del Cretácico y Cenozóico pertenecientes al Geosinclinal Mexicano que muestra una orientación NW - SE y forma parte de la vertiente oriental de la Sierra de Chiapas, en la prolongación sur de la



A		B
<60	>60	Richter
○	▽	≤ 5.0
●	▽	5.1-6.0
⊙	▽	6.1-7.0
⊘	▽	7.1-7.7
⊙	▽	7.8-8.5

A Profundidad focal, en km

B Magnitud

* Poblaciones

DATOS ACTUALIZADOS HASTA 1982

Instituto Geológico de México
 Servicio Sismológico, Inst. Geofísico, UNAM
 USCGS-NOAA

U L S A
ESCUELA DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA
PRESA NETZAHUALCOYOTL CHIAPAS
MEXICO, D.F. AGOSTO-1986 FIGURA-1.4

Sierra Madre Oriental. Estas formaciones están afectadas principalmente por fallas de compresión y de corte con su orientación hacia la Sierra.

Las formaciones que se presentan, de acuerdo con su orden de mayor a menor edad, son : calizas, lutitas con intercalaciones de calizas, lutitas, conglomerados, areniscas y materiales aluviales recientes.

Todas estas formaciones han estado expuestas a un alto grado de intemperismo debido a el clima tropical húmedo, lo que ha ocasionado la formación de grandes espesores de suelos residuales parcialmente lateríticos que cubren estas formaciones en el sitio con espesores variables entre 0 y 30.0 m .

2. ASPECTOS DEL DISEÑO.

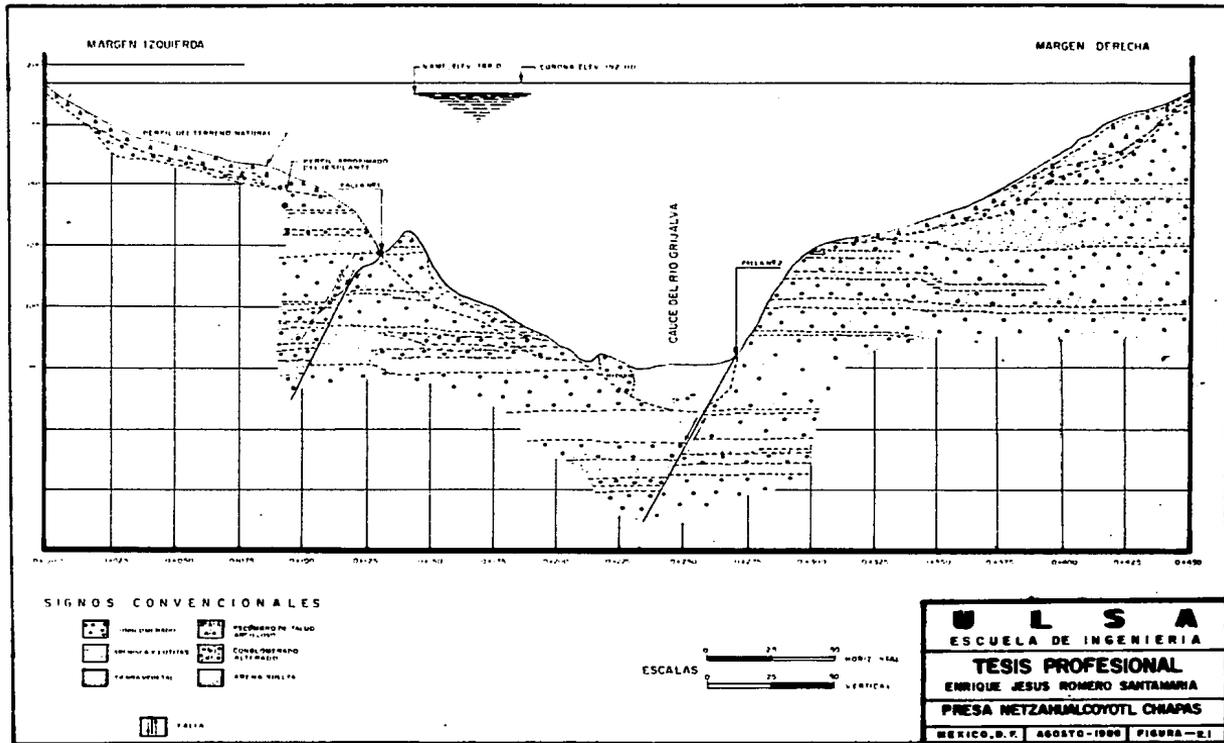
Los estudios geotécnicos para el diseño y construcción de una obra son muy variados, debiéndose iniciar con el conocimiento de la geología del sitio de construcción, así como, de las propiedades de resistencia, deformabilidad y drenaje de las formaciones que la conforman. Simultáneamente se localizan bancos de materiales que servirán para construir las estructuras. Posteriormente, tanto los materiales de los bancos de préstamo, como los de la cimentación, se ensayan en los laboratorios de Mecánica de Suelos y Rocas, a fin de tener elementos para realizar el diseño más adecuado de las estructuras. A continuación, se presentan brevemente las características Geológicas del sitio donde se construyó la Presa Netzahualcóyotl, así como los estudios que se realizaron a los materiales con las características generales del diseño, incluyendo el tratamiento de cimentación realizado en la misma.

2.1. GEOLOGIA DE LA BOQUILLA.

Topográficamente la boquilla presenta una forma sensi-

blemente simétrica con menor pendiente hacia la margen izquierda, presentando un cambio brusco de pendiente - hacia la margen derecha. Se encuentra labrada dentro del conglomerado denominado "MALPASO", el cual está -- constituido por bancos gruesos de conglomerados muy -- bien cementados en una matriz areno-arcillosa impermeable y no soluble, entre los cuales se encuentran intercalaciones lenticulares de capas de areniscas muy compactas de grano fino hasta de 6 m de espesor y ocasionalmente capas lenticulares de lutitas compactas.

Superficialmente se encuentra cubierta por suelo residual con espesor de 3 a 8 m en ambas laderas y en el - cauce por material aluvial con espesor hasta de 20 m.. Dentro de la boquilla se presentan dos fallas escalonadas de tipo normal que corren transversales al eje de la misma, con rumbo hacia la margen izquierda, las que se localizan en esta misma margen (falla 1) y en la - zona del cauce (falla 2). Estas discontinuidades se - encuentran rellenas de material arcilloso impermeable (Figura 2.1).



2.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Las propiedades de los materiales determinados en el laboratorio para muestras representativas de los bancos de préstamo, se presentan a continuación:

Material Impermeable: El material impermeable utilizado en la formación del núcleo se clasifica como ML, -- que corresponde dentro de la clasificación SUCS a un limo de baja compresibilidad, con las siguientes propiedades índice y mecánicas:

Grava	6%
Arena	31%
Finos	63%
Límite líquido.....	54%
Índice de plasticidad..	20%
Densidad de sólidos....	2.70

Prueba Próctor:

Peso volumétrico seco máximo.....	1,575 kg/m ³
Contenido de agua óptimo.....	24%

La resistencia al esfuerzo cortante fue determinada - mediante ensayos de compresión traxial para varias -- condiciones obteniéndose los siguientes resultados:

Prueba Traxial no consolidada - no drenada (uu)

$$c = 5.8 \text{ T/m}^2$$

$$\psi = 1.7^\circ$$

Prueba Traxial consolidada - no drenada (cu)

$$c = 3.3 \text{ T/m}^2$$

$$\psi = 18.8^\circ$$

Materiales permeables: Los materiales permeables uti-
lizados en la formación del filtro, zona de transi-
ción, recarga y enrocamiento, tienen en promedio, las
siguientes caracterfsticas:

Concepto	Filtro	Transición
Densidad de sólidos	2.65	2.64
% Gravas	20	70
% Arena	79	28
% Finos	1	2

Las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante, determinadas en la cámara triaxial de 15 cm de diámetro, obtenidas en pruebas con drenes abiertos, mostraron los siguientes resultados:

Filtro	Transición
$c = 0 \text{ T/m}^2$	$c = 0 \text{ T/m}^2$
$\psi = 35^\circ$	$\psi = 35^\circ$

Para los respaldos, tanto de aguas arriba como de -- aguas abajo, formados por grava-arena y rezaga producto de las excavaciones, se determinaron sus características de resistencia en la cámara triaxial de 38 - cm de diámetro, obteniéndose los resultados siguientes:

$$c = 0 \text{ T/m}^2$$
$$\psi = 36^\circ$$

Para el enrocamiento de protección se consideraron -- los siguientes parámetros como representativos de este material:

$$c = 0 \text{ T/m}^2$$
$$\psi = 45^\circ$$

2.3. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

La cortina se diseñó de materiales graduados, con núcleo central impermeable de taludes 0.2:1 y ancho de 6 m en su parte superior y de 60 m en su parte inferior, protegido en el talud de aguas abajo por un filtro de arena y grava bien graduada, cuyo espesor medido en sentido normal al talud es de 4 m; como zonas de transición se colocaron, tanto aguas arriba como aguas abajo, materiales formados de grava y arena con un espesor de 4 m en su parte superior y 10 m en su parte inferior. A ambos lados se recargó material impermeable formado con el producto de las excavaciones de las obras de desvío y de control de excedencias y sobre éste se colocó una chapa de protección de roca selecta de 3 m de espesor en el talud de aguas arriba y de 2 m en el de aguas abajo, quedando taludes de 2:1 desde el desplante hasta la elevación 186.00 m y de 1.75:1 desde esta elevación hasta el nivel de la corona que corresponde a la elevación 192.00 m (Figura 2.2).

La cortina tiene una altura máxima de 138 m., un ancho de 10 m en la corona y 485 m en su base, su longi-

tud de desarrollo por la corona es de 478 m.

El diseño se realizó tomando en cuenta los parámetros de resistencia anteriormente descritos y el análisis de estabilidad se efectuó por medio del Método Sueco, cuya hipótesis supone una superficie cilíndrica de -- falla, utilizando un coeficiente sísmico de 0.15 y -- fuerzas de filtración. Estos análisis reportaron un factor mínimo de seguridad de 1.36. También se realizó por el Método de la "CURA", cuya hipótesis supone una superficie plana de deslizamiento, obteniéndose un factor mínimo de seguridad de 2.42.

2.4. TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION.

Consistió para las laderas de una limpieza de los suelos residuales en toda la zona de la traza del núcleo impermeable; en el cauce y respaldo de aguas abajo se removió totalmente el depósito de arena y en la zona del respaldo de aguas arriba solo se efectuó una limpieza superficial, quedando el desplante del material permeable sobre el depósito aluvial. Así mismo, den-

tro de la traza del núcleo se realizaron excavaciones de afine para eliminar los cambios bruscos de pendiente que presentaba la boquilla, para evitar con ello problemas posteriores de hundimientos diferenciales - derivados de altas concentraciones de esfuerzos.

Al efectuar las limpieas sobre la traza del núcleo impermeable se descubrieron dos fallas, las cuales fueron tratadas primeramente mediante una limpia en forma de cuña hasta una profundidad de 1.0 m rellenando se posteriormente de concreto; como complemento a este tratamiento se realizaron perforaciones cruzadas - hasta una profundidad de 10 a 15 m procediéndose a - inyectar con mezclas de agua-cemento.

3. PROYECTO DE INSTRUMENTACION.

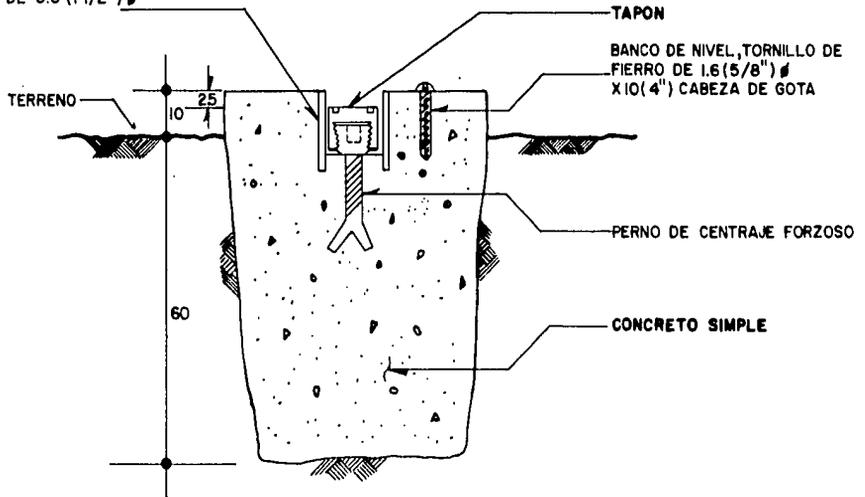
Con objeto de conocer en todo momento las variaciones - de los movimientos horizontales y verticales, tanto por fuera como por dentro de la estructura, así como las -- presiones hidráulicas en el núcleo impermeable, se ins-- talaron diversos instrumentos consistentes en testigos de nivel superficial y profundo, inclinómetros, extensó-- metros lineales, baterías de piezómetros neumáticos y - piezómetros abiertos (Tipo Casagrande). A continuación se da una descripción de los aparatos y de su distribu-- ción:

- Testigos de Nivel Superficial.

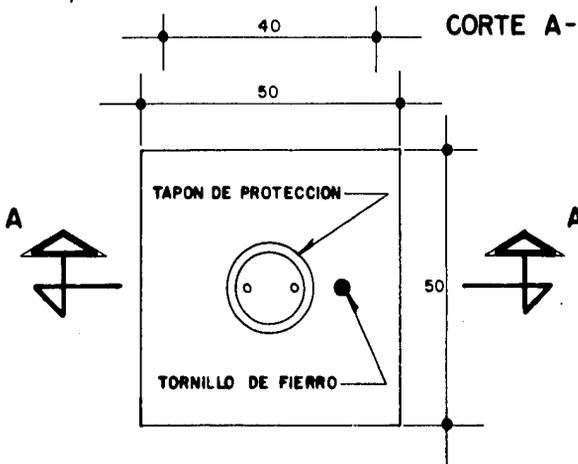
Este método consiste en aprovechar los procedimientos topográficos para el conocimiento de las deformacio-- nes que ocurren en la superficie de las estructuras.

Para determinar la magnitud de los desplazamientos - horizontales en una estructura, se instalan testigos superficiales sobre la corona y taludes, que serán -- colimados mediante una línea de referencia (Figuras - 3.1, 3.2 y 3.3).

TUBO DE FIERRO GALVANIZADO
DE 3.8 (1 1/2") ϕ



CORTE A-A

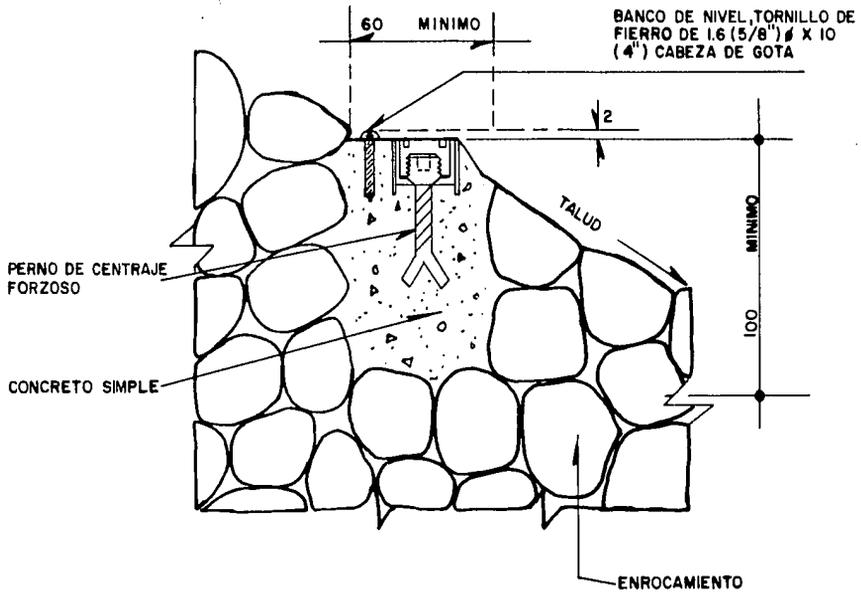


PLANTA

ACOTACIONES EN CENTIMETROS

TESTIGO SUPERFICIAL
EN LA CORONA

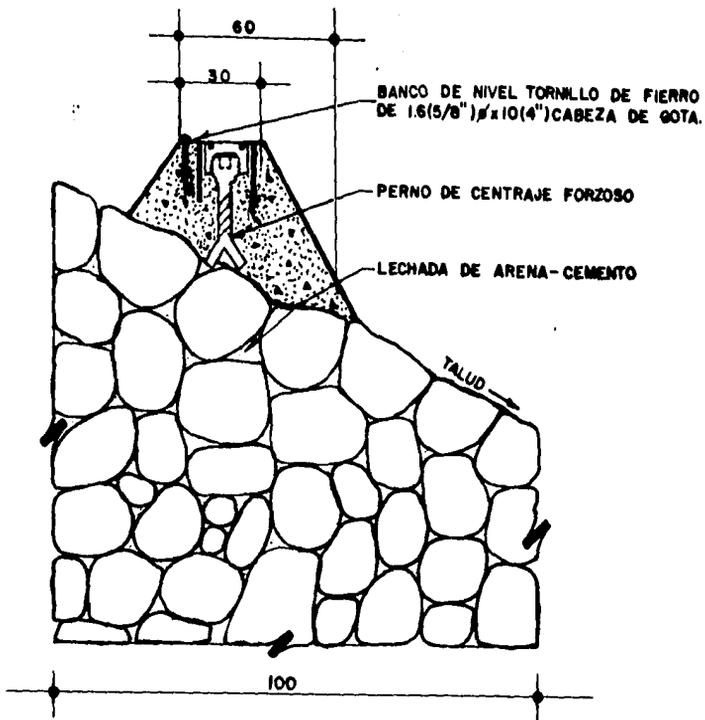
FIG 3.1



ACOTACIONES EN CENTIMETROS

TESTIGO SUPERFICIAL EN LOS TALUDES

FIG. 3.2



ACOTACIONES EN CMS.

TESTIGO SUPERFICIAL EN LOS TALUDES

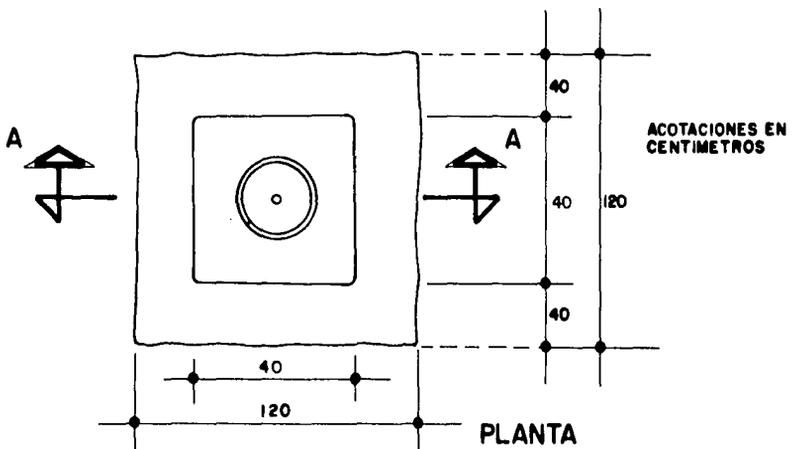
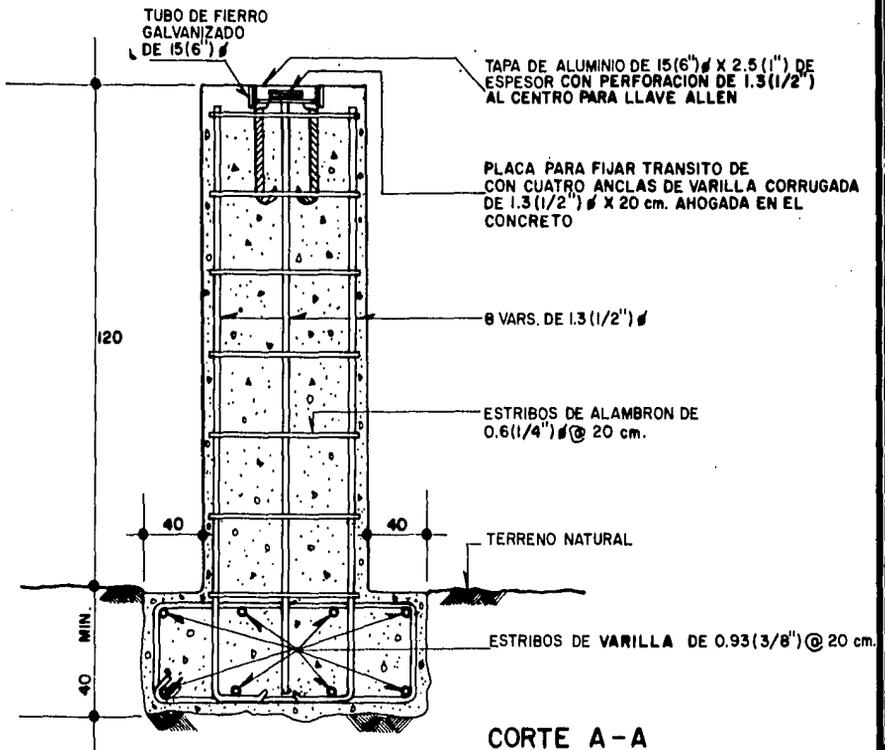
FIG. 3.3

Los testigos se referenciarán a un monumento de centraje forzoso que se instala en una de las laderas, y se instala otro monumento en la otra ladera, que servirá de mira de referencia.

Por cada línea de observación que exista, se deberá instalar un par de monumentos que servirán de base para comparar los desplazamientos de los testigos -- instalados sobre la cortina o la estructura por colimar. Posteriormente se realizan lecturas periódicas, con las que se podrá determinar los desplazamientos horizontales de cada testigo y su posición relativa con respecto a la línea de colimación definida por el monumento y la mira.

El monumento de centraje forzoso, deberá contar en su parte superior con una base metálica anclada en el concreto, que corresponde al tipo de tránsito que se va a utilizar, y dependiendo de la distancia del monumento hasta el último testigo por colimar, se buscará un aparato con la capacidad óptica necesaria para tal efecto. (Figura 3.4).

El monumento para mira de referencia deberá estar --



MONUMENTO DE CENTRAJE FORZOSO

FIG 3.4

pintado en la cara frente al monumento de centraje, con cuadros blancos y rojos, definiendo una línea vertical al centro.

El testigo superficial o monumento que se utiliza para alojar el perno de centraje forzoso, se construye de concreto simple con una resistencia de 140 kg/cm^2 y de $50 \times 50 \text{ cm}$, su profundidad podrá variar de 40 a 60 cm. En la parte superior y de preferencia al centro, deberá colocarse el perno de centraje forzoso y en algunos casos se acostumbra también ahogar, dentro del concreto, un tornillo de acero de cabeza de gota de $5/8''$ (1.59 cm) de diámetro x $4''$ (10 cm) de longitud. El perno cuenta con un tapon de protección con cuerda, que solo se puede remover con una llave especial.

Para observar los hundimientos en una estructura térrica, se utiliza un sistema que consta de varios elementos: monumento para alojar el testigo, el testigo de observación y el banco de nivel que nos sirve para correlacionar las deformaciones obtenidas.

El monumento es similar al que se vió anteriormente, con la diferencia que este no lleva perno de centrado forzoso.

- Testigos de Nivel Profundo.

Son los que utilizan para medir las deformaciones -- verticales o hundimientos que ocurren en la cimentación y en el interior de una misma estructura. Existen varios sistemas para medir los hundimientos dentro de una masa de suelo, uno de ellos consiste en la instalación de testigos a diferentes profundidades previamente seleccionadas.

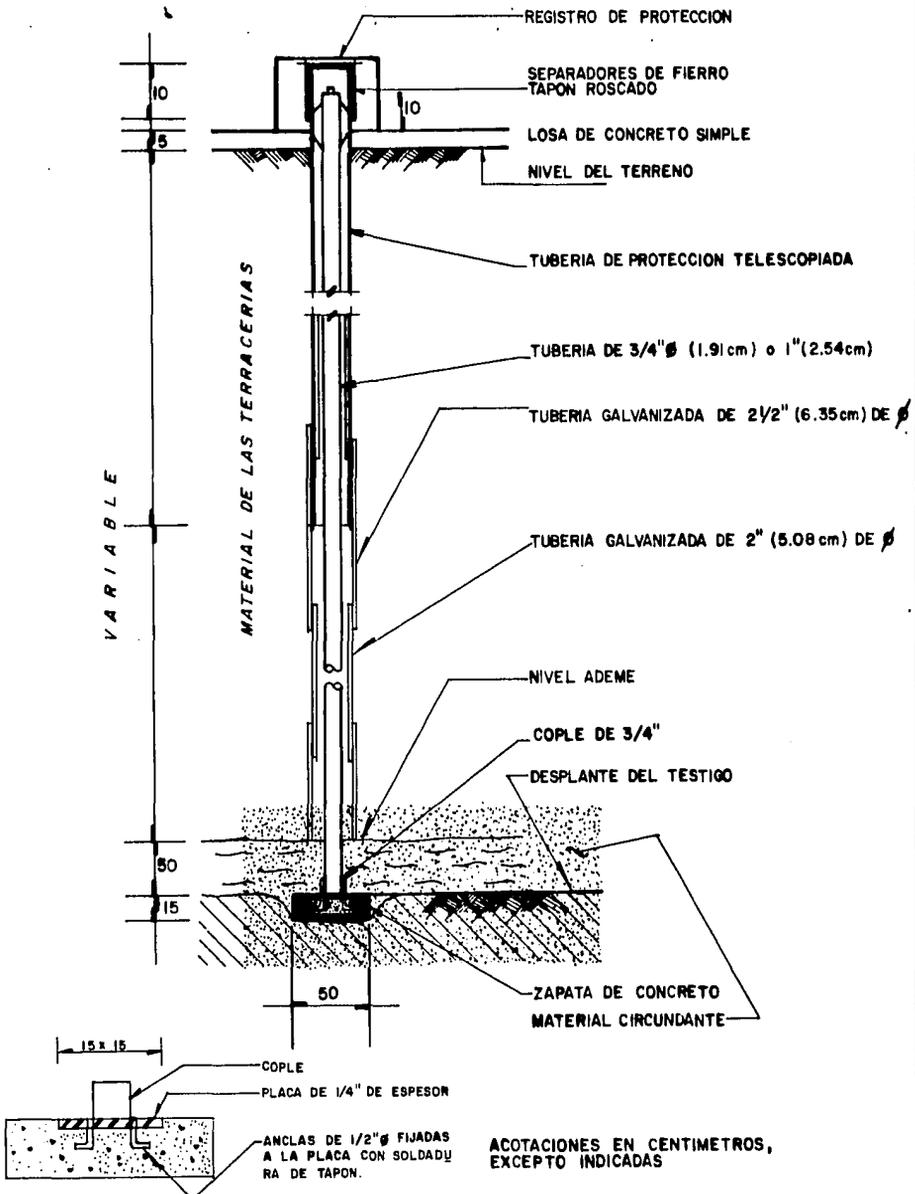
Cada testigo puede ser instalado en la cimentación, y por lo tanto deberá ir protegido con tubería galvanizada telescópica.

Otro dispositivo consta de dos tubos galvanizados, de diámetros diferentes, que se desliza uno dentro del otro, pero en este caso, cada tubo deslizable -- contará con una cruceta o zapata de asentamiento, en

los cuales actuará, además de la fricción lateral, - el empuje del material superior, directamente sobre las zapatas o crucetas, las cuales quedarán fijadas al centro de cada tubo (Figura 3.5).

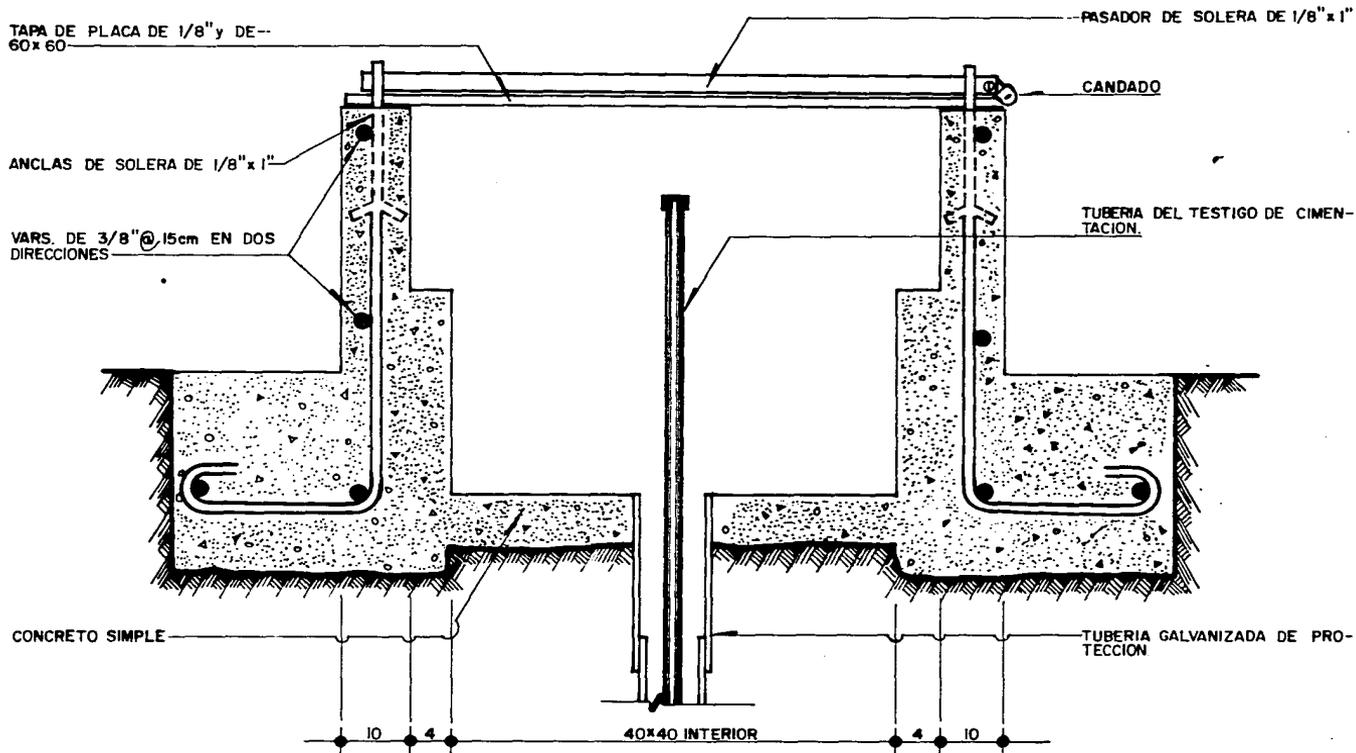
La desventaja de este sistema es que este dispositivo solo puede instalarse cuando se está construyendo la obra, en tanto que en el caso anterior, los testigos también se pueden instalar mediante perforación.

El testigo de cimentación comunmente utilizado, es - un dispositivo construido por un elemento, que puede ser un pequeño volumen de concreto o bien una simple placa metálica, que respresenta el empotramiento del testigo y el punto de observación; éste deberá quedar colocado precisamente en el sitio y a la elevación donde se desean conocer los movimientos; su comunicación con el exterior se realiza, mediante un tubo galvanizado de diametro pequeño, de aproximadamente 3/4" (1.91 cm) a 1" (2.54 cm), o bien - una barra metálica que deberá quedar fija al empotramiento del testigo (Figura 3.6).



TESTIGO DE CIMENTACION

FIG. 3.5



ACOTACIONES EN CENTIMETROS

ESCALA 1:50

DETALLE DE REGISTRO PARA TESTIGO DE CIMENTACION

FIG. 3.6

- Inclinómetros.

Actualmente, para medir las deformaciones en el inte
rrior de una estructura terrea, se cuenta con uno de
los mejores adelantos en instrumentación, consisten-
te en un aparato llamado "inclinómetro".

- Medición de Movimientos Horizontales.

Para conocer las deformaciones horizontales que se -
van presentando a través de las diversas etapas de -
la vida de una obra, se utiliza una tuberfa guía de -
aluminio, dispuesta en tramos telescopiados, que for
ma parte del cuerpo de las estructuras y que refleja
sus movimientos, a través de las deflecciones que va
tomando la tuberfa, al irse presentando las diversas
solicitudes de esfuerzos a que es sometida la estructu
tura. Los valores de estas deflecciones o inclina--
ciones de la tuberfa son detectados por una sonda de
desplazamientos llamada también inclinómetro, que --
funciona mediante un sistema electrónico y que, por
medio de cálculos algebraicos, permite transformar -

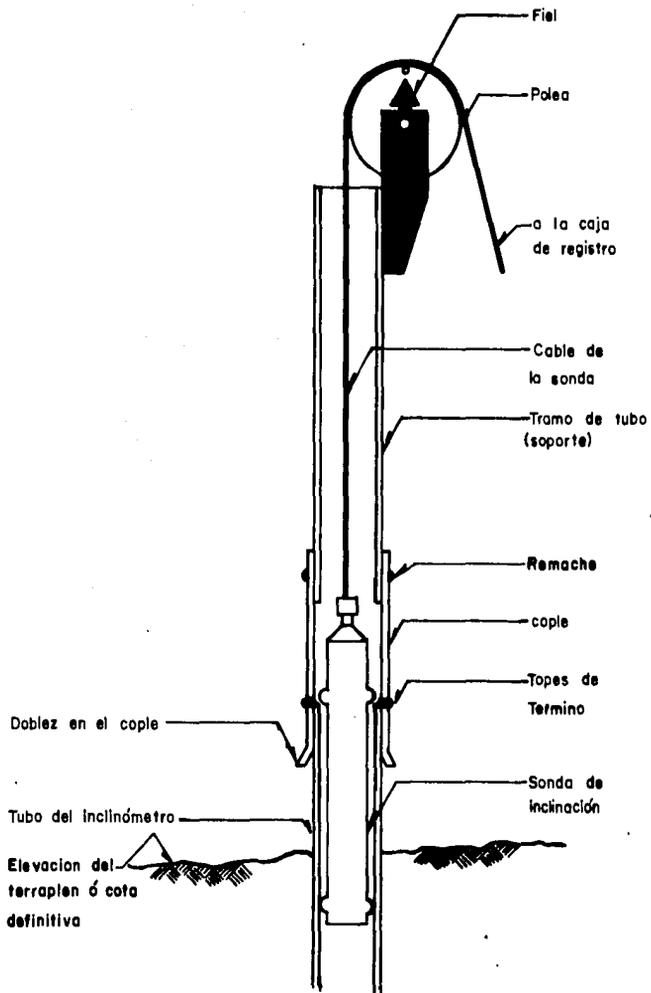
las lecturas de los desplazamientos indicados por me
dio del puente, a movimientos en centímetros.

- **Medición de Movimientos Verticales.**

Para conocer las deformaciones verticales que se presentan en el interior de las estructuras y/o en las laterales o cimentación de las obras hidráulicas, así como -- con respecto al tiempo, a fin de correlacionarlas con -- otros parámetros relativos a las propiedades mecánicas del material y con los resultados de esfuerzos y deformaciones obtenidos de una análisis teórico, puede utilizarse una tubería telescópica de aluminio de 3" - - (7.62 cm) de diámetro, en tramos de 1.50 m; a través de la cual se desliza una sonda, la cual sirve para medir desplazamientos horizontales y, que se definió anteriormente. (Figura 3.7).

- **Tubería del Inclinómetro.**

La tubería utilizada para el sistema del inclinómetro



SOPORTE CON POLEA PARA LECTURA DE INCLINOMETRO

FIG. 3.7

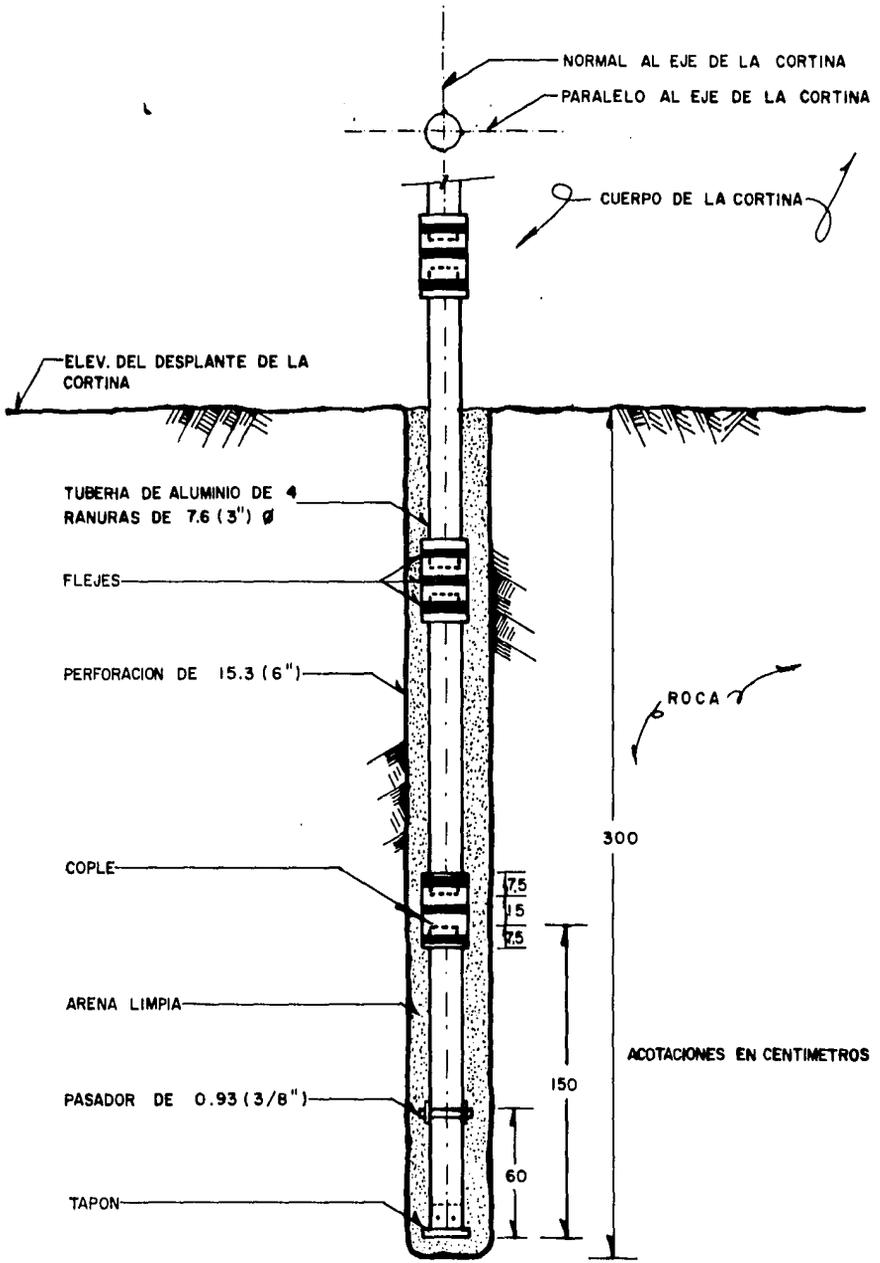
puede ser de aluminio o plástico.

La tuberfa de aluminio es la que más se ha utilizado, - por ofrecer mayor resistencia y manejabilidad. Tiene - como características, ser de aluminio extruido de 3.18" (8.08 cm) de diámetro exterior, con un espesor de - - 0.093" (0.24 cm). Los tubos de aluminio son utilizados en tramos de 4.92 ft. (150 cm) de longitud, la tuberfa está diseñada para recibir en su interior a la sonda de desplazamientos horizontales o de deformaciones verticales, por lo que contiene cuatro ranuras longitudinales, diametralmente opuestas, en ángulos de 90 grados, que - sirven de guía a las ruedas de la sonda. (Figura 3.8).

- Funcionamiento del Aparato de Medición.

El sistema de funcionamiento de una sonda de inclinación, registra los distintos desplazamientos horizontales, de los tramos de una tuberfa, colocada a través - del cuerpo de la estructura.

Esta sonda o "Inclinómetro", utiliza un sistema elec--



DETALLE DE INSTALACION DE INCLINOMETROS

FIG. 3.8

trico, para detectar los cambios de inclinación; en su sistema de medición se utilizan principalmente las resistencias y/o "STRAIN GAGES" arregladas de tal manera que al accionar el péndulo debido a los cambios de inclinación, se registran dichos cambios a las resistencias eléctricas, utilizando para ello un puente de - - Wheastone.

La sonda de inclinación en sf, es un dispositivo (cilíndrico) metálico, de acero inoxidable, con dimensiones - generalmente del orden de 0.38 m de longitud y de 0.06 m de diámetro exterior, variando muy poco según las distintas marcas para el equipo estandar. Las sondas están provistas de dos ruedas fijas en un costado y dos - móviles en el otro y se ubican a 0.30 m de distancia entre ellas. En su interior se encuentra un péndulo u - otro dispositivo mecánico, conectado a un sistema eléctrico, que registra las diferencias de potencial (voltaje) que se presenta debido a los distintos movimientos del dispositivo mecánico utilizado, los cuales son - - transmitidos a la consola de medición, que consta de un galvanómetro para registrar las diferencias de potencial y son leídas por medio de un microdial dando sus - lecturas en unidades puente.

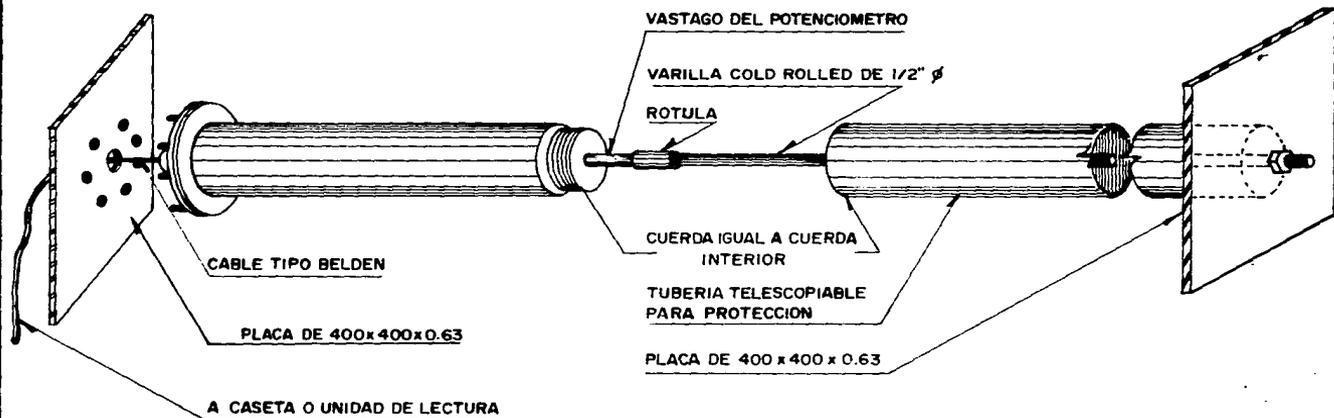
- Extensómetros.

Desde el punto de vista de su funcionamiento, hay -- dos tipos de extensómetros, los eléctricos y los mecánicos. (Figuras 3.9 y 3.10).

- a).- Extensómetro Eléctrico.- El extensómetro utiliza en su sistema de medición un potenciómetro que registra y transmite los cambios de resistencia -- eléctrica a un puente Wheastone, equivalentes al cambio de posición de los puntos de referencia -- del extensómetro.

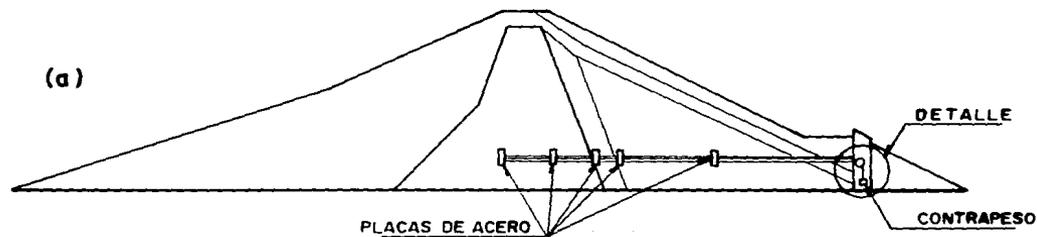
El aparato en sí consta de un potenciómetro, una barra de acero "Cold-Rolled" y dos puntos de referencia, que son las placas de acero, siendo generalmente, la barra de 1/2" (1.27 cm) de diámetro con una longitud de 5.00 a 10.00 m, y las placas de acero de 0.45 x 0.45 m; una de las placas va unida al elemento transductor y la otra a la varilla.

- b).- Extensómetro Mecánico.- Este instrumento se uti

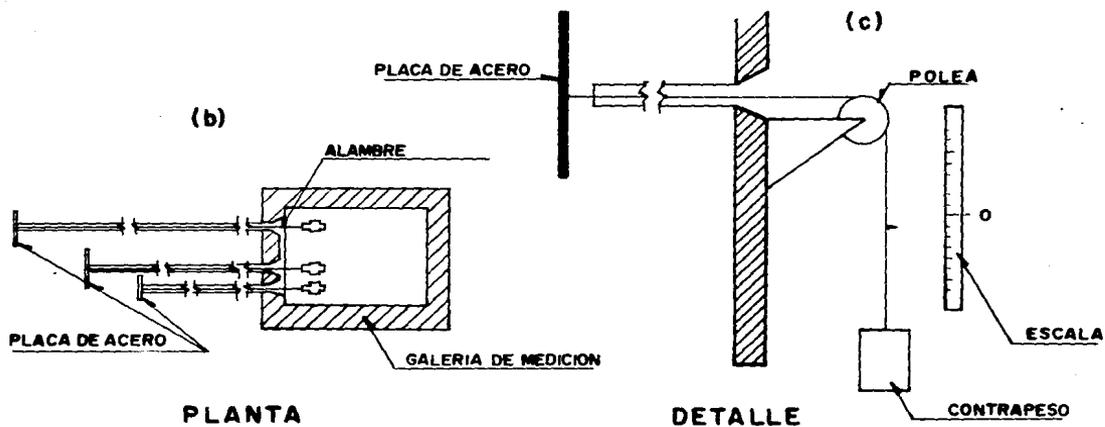


ACOTACIONES EN cm

EXTENSOMETRO ELECTRICO



ELEVACION



liza para medir deformaciones en una sola dirección; su funcionamiento es muy sencillo, y consta de una placa de acero, pudiendo ser de dimensiones variables, normalmente es de 0.40 x 0.40 m, conectada a un alambre, el cual pasa sobre una polea con un contrapeso al final, referido a un punto fijo para registrar los movimientos. - El alambre se protege con tubería galvanizada telescópica de 5" (12.7 cm) y 4" (10.2 cm) de diámetro, y las uniones son protegidas con material flexible, y sujetándolas con amarres de alambre recocido.

- Piezómetro Abierto (Tipo Casagrande).

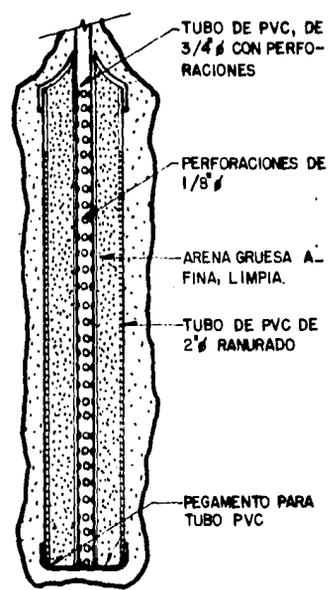
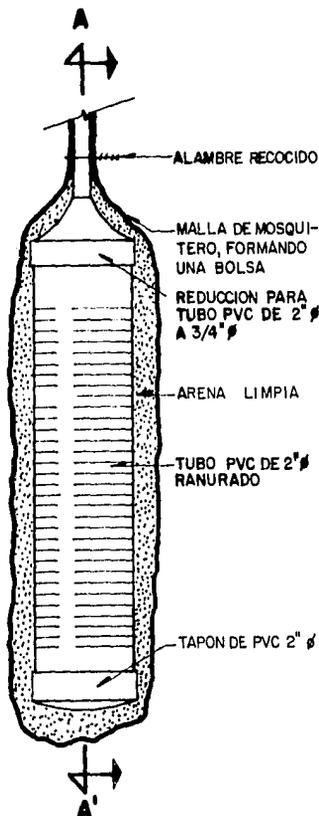
El piezómetro abierto es un instrumento simple en su funcionamiento, construcción, instalación, y toma de lecturas; consiste en una punta piezométrica de 0.50 m de longitud, la cual se ranura o se perfora, a fin de que pueda fácilmente fluir el agua, a través de ella y se aísla por medio de un sello de bentonita y se comunica al exterior por medio de

un tubo de PVC de 3/4" (1.91 cm) de diámetro, sellado en todas sus conexiones.

La punta piezométrica está formada por dos tubos concéntricos de PVC de 2" (5.08 cm) y 3/4" (1.91 cm) de diámetro, por 0.50 m de longitud; ambos con perforaciones laterales de 1/8" (0.32 cm) de diámetro, separados a 2.5 cm; o con ranuras de 1/16" (0.16 cm) con separación de 1 cm. Tal como se muestra en la Figura 3.11; en el extremo inferior de 2" (5.08 cm) de diámetro, se colocará un tapón y en la parte superior una reducción de campana de 2" (5.08 cm) a 3/4" (1.91 cm) y que debe sobresalir 0.10 m; el espacio entre los dos tubos se rellena de arena limpia bien graduada, para que sirva de filtro (Figura 3.12).

- Piezómetro Neumático.

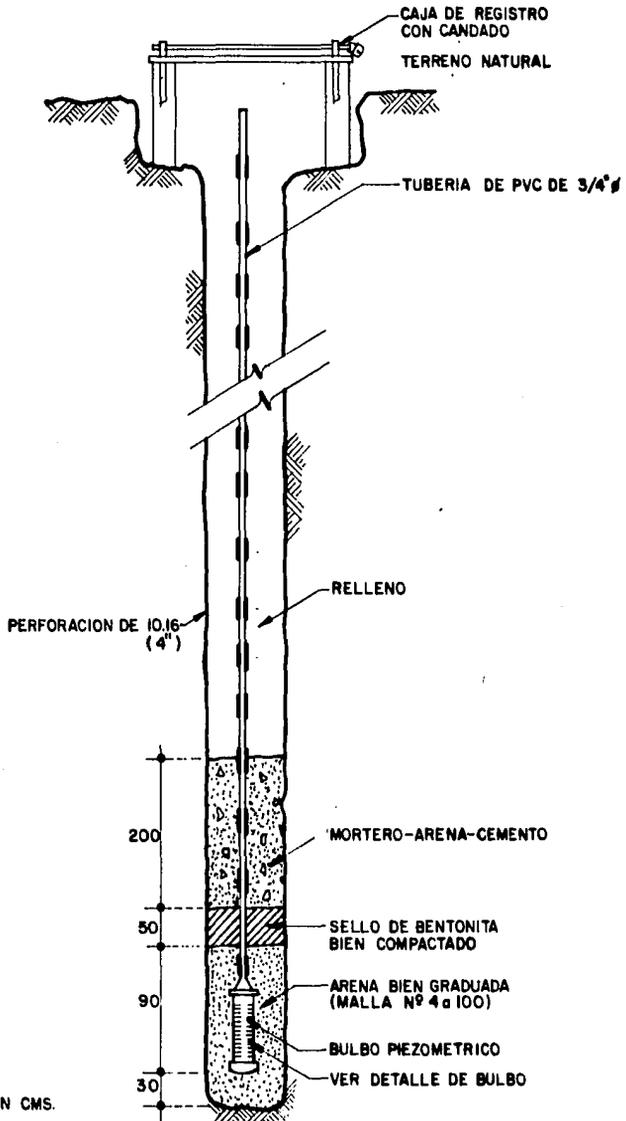
El piezómetro neumático, está formado por las siguientes partes: un elemento sensor, que se encarga de detectar los cambios de presión que se quie-



CORTE A-A'

BULBO PIEZOMETRICO

CROQUIS DEL BULBO DEL PIEZOMETRO CASAGRANDE.

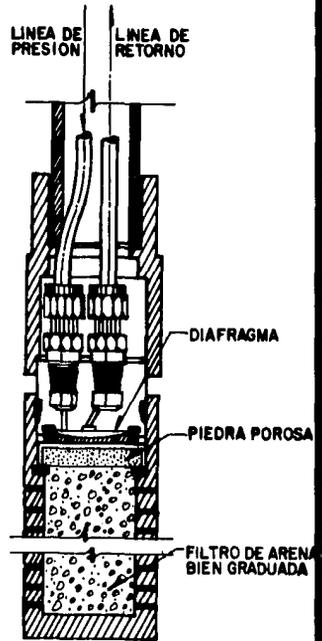
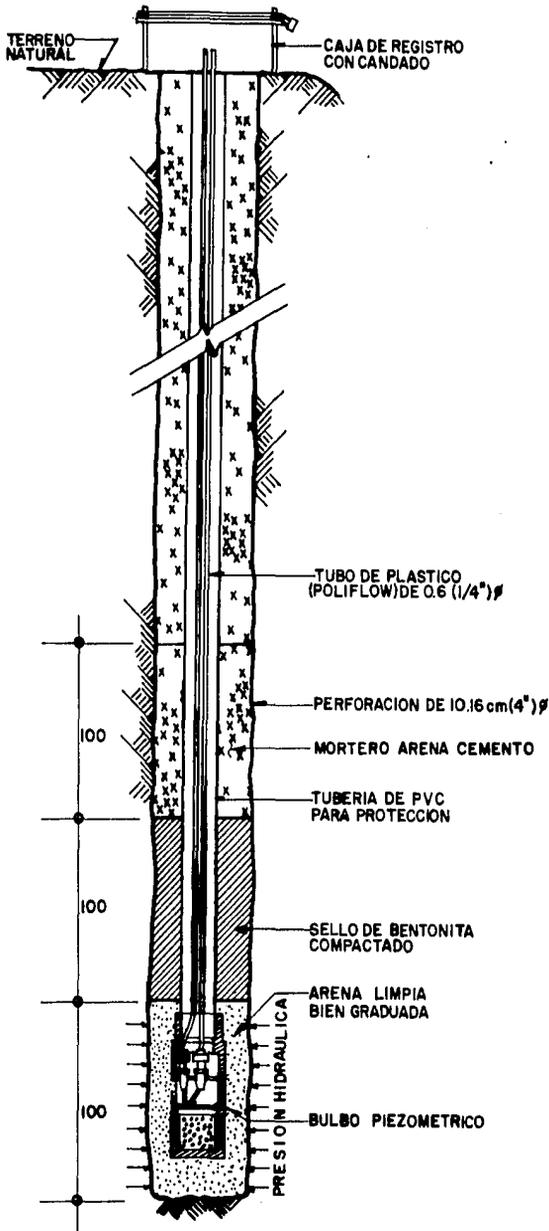


DETALLE DE INSTALACION EN PERFORACION PARA PIEZOMETROS ABIERTOS TIPO CASAGRANDE

ren medir; un elemento transductor que transforma la señal detectada por el sensor y finalmente, un elemento terminal, que sirve para indicarnos la lectura.

El sistema consiste de un bulbo, o punta piezométrica que se instala en el lugar en donde se requiere conocer la presión de poro, el cual se conecta a través de dos mangueras o conductores neumáticos, que sirven para operar y comunicar la punta piezométrica desde el exterior; y finalmente, una consola de medición que permite conocer la presión en el interior del bulbo (Figura 3.13).

El piezómetro neumático se encuentra constituido, -- por una capsula de acero a la cual llegan dos conductos, tiene en la parte inferior un tubo de PVC ranurado, que contiene en su interior un filtro de arena bien graduada, de gruesa a fina, para permitir el -- paso del agua a presión. El filtro tiene colocada -- en su parte superior una piedra porosa cuya finalidad es evitar el paso de las impurezas que pueda -- arrastrar el agua; en la parte superior, se encuentra fija una pequeña membrana cóncava, de teflón o --



DETALLE DEL BULBO
ACOTACIONES EN CMS.

PIEZOMETRO NEUMATICO

acero inoxidable, que soporta la presión ejercida por el agua en el interior del filtro. Encima de ésta se encuentra una pequeña cavidad, a la que llegan, los cuales, se comunican al exterior por medio de dos tubos polyflow de 1/4" (0.76 cm) de diámetro, por uno de estos conductos se inyectan aire a presión, la cual en el momento de ser mayor que la presión ejercida por el agua sobre la membrana, la deforma, permitiendo el paso del aire de uno a otro conducto. En este momento, la presión del aire en el conducto de entrada, equivale a la presión de poro, y puede registrarse con auxilio de un manómetro regulando la presión que ha sido suministrada, hasta que la membrana de teflón obture nuevamente la comunicación entre los dos conductos, y se logre su medición. De todo este conjunto se le conoce con el nombre de Bulbo Piezométrico.

3.1 ESTRUCTURA PRINCIPAL. (PRESA)

El proyecto de instrumentación de la presa consistió en lo siguiente:

- Dos estaciones piezométricas tipo Casagrande en el interior del corazón impermeable, para cuantificar los diferentes cambios en las presiones de poro durante la etapa de construcción y operación de la estructura, localizadas hacia ambas márgenes sobre el eje de la cortina.

- Nueve inclinómetros dentro del cuerpo de la cortina en las zonas de mayor interés, tanto aguas arriba - como aguas abajo, para observar los movimientos verticales y horizontales que se presentan durante las etapas de construcción y operación.

- Cinco líneas de testigos superficiales sobre la corona y talud de aguas abajo, para observar los movimientos superficiales tanto verticales como horizontales posteriores a la etapa de construcción. -

- En la figura 4.1 se presenta la distribución de estos aparatos.

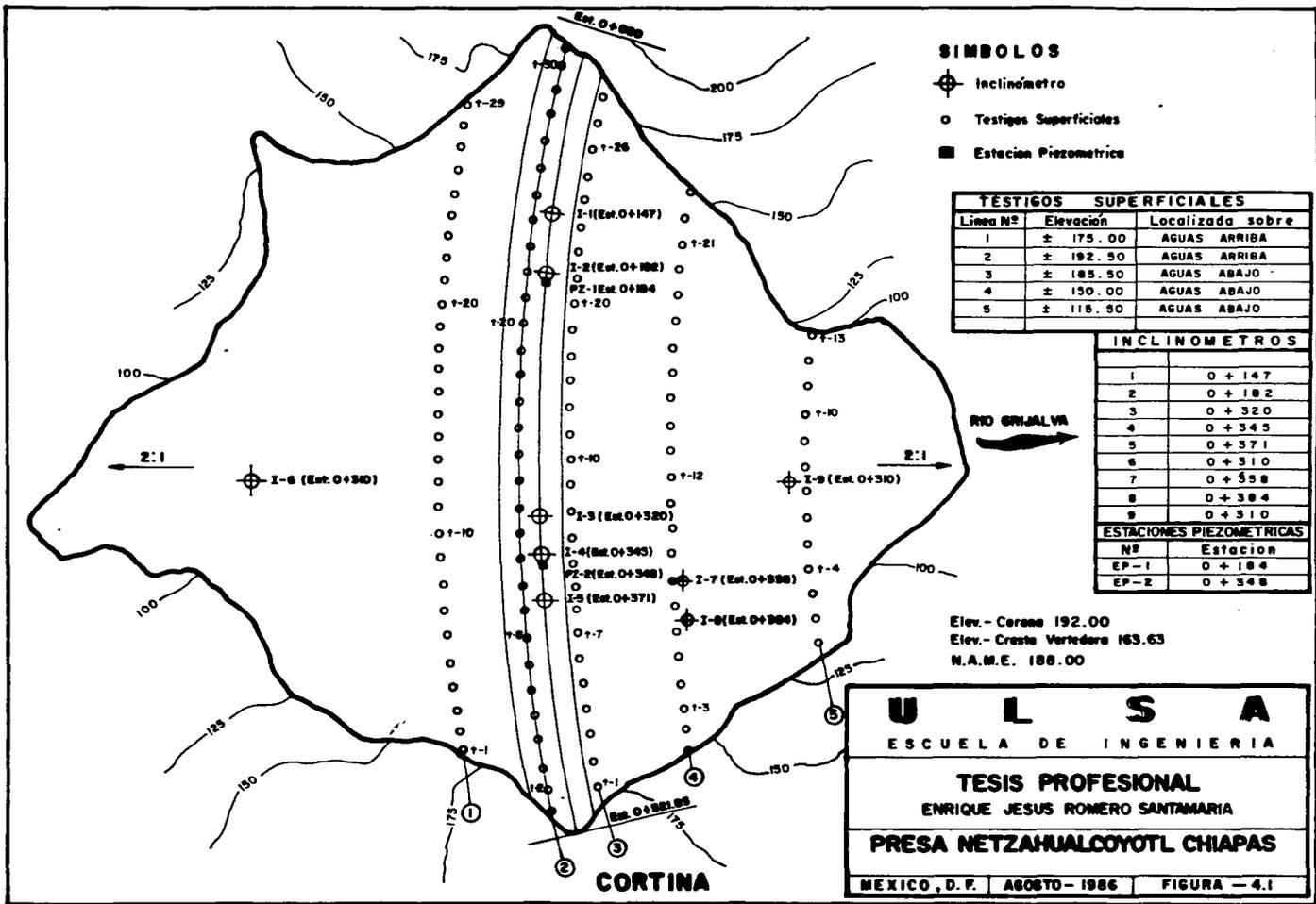
4. ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO.

Ya que la presa se desplantó sobre una cimentación relativamente indeformable, la parte principal del comportamiento se fijó en las deformaciones del núcleo impermeable y los respaldos. Solo se analizarán deformaciones y presiones hidráulicas, ya que no se colocaron aparatos para medir esfuerzos.

Los instrumentos de medición consistieron en: nueve inclinómetros, catorce piezómetros tipo Casagrande y cinco líneas de testigos superficiales, colocados como se muestra en la planta y perfil de la Figura 4.1.

Las observaciones y comportamiento, se realizaron en dos etapas básicas; durante el período de construcción de 1963 a 1964 y la etapa de operación de 1964 a 1983.

4.1. COMPORTAMIENTO DURANTE EL PERIODO DE CONSTRUCCION.



- SIMBOLOS**
- ⊕ Inclinómetro
 - Testigos Superficiales
 - Estacion Piezometrica

TESTIGOS SUPERFICIALES		
Línea N°	Elevación	Localizada sobre
1	± 175.00	AGUAS ARRIBA
2	± 192.50	AGUAS ARRIBA
3	± 185.50	AGUAS ABAJO
4	± 150.00	AGUAS ABAJO
5	± 115.50	AGUAS ABAJO

INCLINOMETROS	
1	0 + 147
2	0 + 182
3	0 + 320
4	0 + 345
5	0 + 371
6	0 + 310
7	0 + 558
8	0 + 384
9	0 + 310

ESTACIONES PIEZOMETRICAS	
N°	Estacion
EP-1	0 + 184
EP-2	0 + 348

Elev. - Corona 192.00
 Elev. - Cresta Vertedero 163.63
 N.A.M.E. 188.00

U L S A
 ESCUELA DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL
 ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA

PRESA NETZAHUALCOYOTL CHIAPAS

MEXICO, D.F. AGOSTO - 1986 FIGURA - 4.1

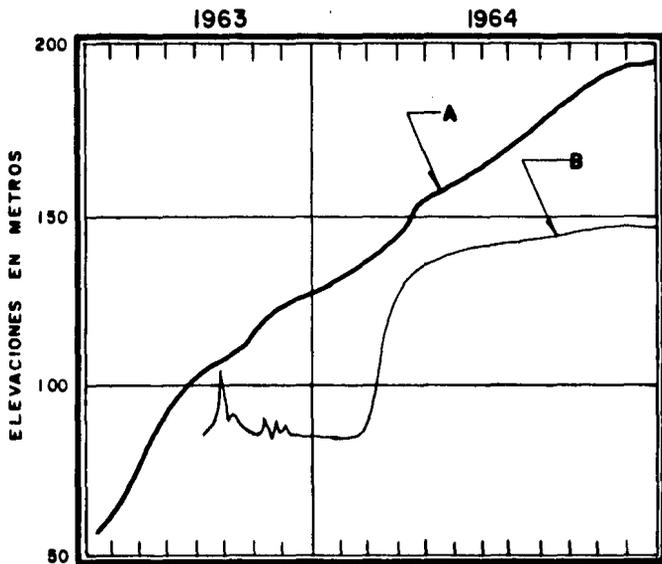
CORTINA

La construcción de la cortina se realizó en el período comprendido entre 1963-1964. En la Figura 4.2 se presenta el avance de construcción del corazón impermeable en la estación 0+300 y la variación de los niveles del rfo en dicho período. A continuación se -- presenta un análisis de la evolución de los hundimientos, desplazamientos y presiones de poro.

4.1.1. MEDICIONES DE MOVIMIENTOS HORIZONTALES Y HUNDIMIENTOS.

Las deformaciones unitarias verticales en el núcleo impermeable obtenidas a partir del inclinómetro 1-3 son aproximadamente lineales y sugieren que la compresibilidad disminuye progresivamente hacia los niveles superiores. Los datos aportados por los inclinómetros 1-6, e 1-9 colocados en los materiales permeables sugieren que éstos tuvieron cambios importantes en su composición y granulometría.

El hundimiento medio en el núcleo impermeable fue de 54 cm y de 40 cm en el permeable, existiendo una -



A Crecimiento de la cortina

B Niveles del río, aguas arriba

EST. 0+300 DEL CORAZON IMPERMEABLE

U L S A
 ESCUELA DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL

ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA

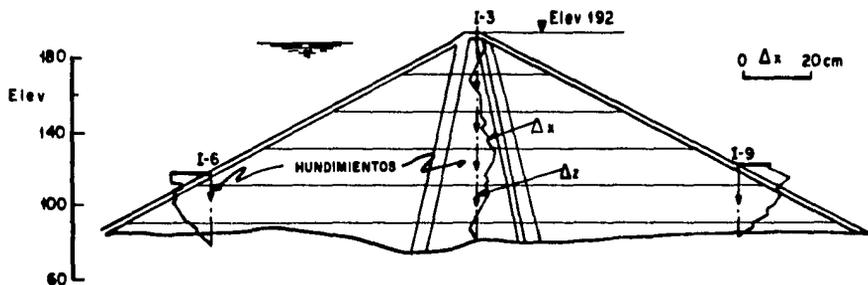
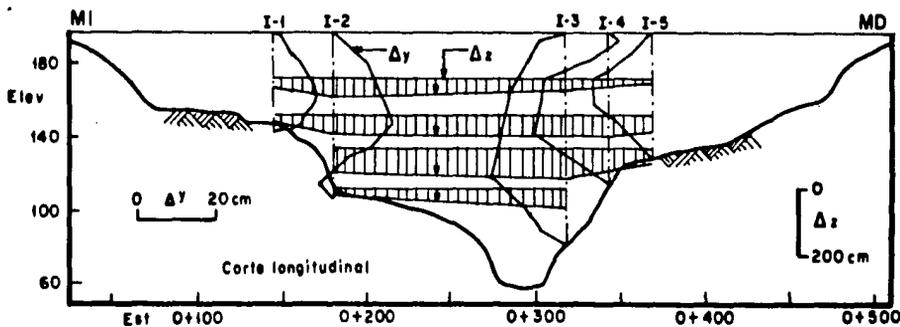
PRESA NETZAHUALCOYOTL CHIAPAS

MEXICO, D. F. AGOSTO - 1966 FIGURA - 4.2

zona cercana a los inclinómetros 1-3 e 1-9 en la elevación 120, cuyos hundimientos fueron menores que en las capas profundas, lo cual se pudo deber a lo siguiente: el material impermeable (inclinómetro 1-3), se colocó con un contenido de agua superior a la óptima, debido a la lluvia persistente en la fase inicial de la construcción o bien a que los materiales permeables (inclinómetro 1-9), sufrieron cambios en su granulometría ocasionada por el hecho de que los estratos inferiores tuvieran una graduación más uniforme que los superiores.

Los máximos desplazamientos horizontales paralelos al río sección 0+320 fueron de 5 cm en el núcleo impermeable y de 8 cm en el respaldo permeable de aguas abajo. En el sentido normal al río fueron de 21 cm en el núcleo y 11 cm en el permeable. Los desplazamientos anteriores se midieron en los inclinómetros 1-3 e 1-9 a la elevación 120, al término de la construcción.

En la Figura 4.3 se presentan los hundimientos y desplazamientos al final de la construcción, en un corte longitudinal por el eje de la presa y uno transversal por la estación 0+320. De dicha Figura se infiere --



SECCION POR LA EST. 0+320

HUNDIMIENTOS Y DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES AL FINAL DE LA CONSTRUCCION

Elev	Elevación en m	Δz	Hundimiento
Est.	Estación, en m	I-n	Inclinómetro
MI	Margen Izquierda		
MD	Margen Derecha		
Δx	Desplazamiento horizontal paralelo al río		
Δy	Desplazamiento horizontal normal al río		

U L S A		
ESCUELA DE INGENIERIA		
TESIS PROFESIONAL		
ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA		
PRESA NETZAHUALCOYOTL CHIAPAS		
MEXICO, D.F.	AGOSTO - 1986	FIGURA - 4.3

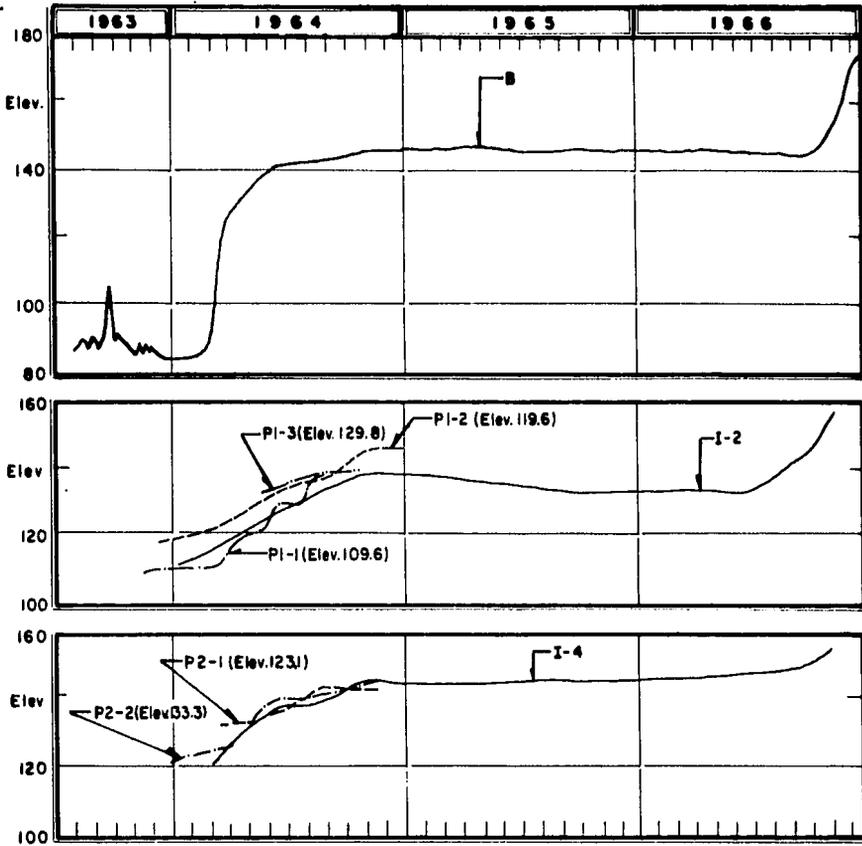
que las deformaciones del tramo del núcleo comprendidas entre los inclinómetros 1-2 e 1-3 son de compresión y los desplazamientos horizontales a lo largo de la sección transversal (1-3, 1-6 e 1-9), son menores de 20 cm.

4.1.2. MEDICIONES PIEZOMETRICAS.

En la Figura 4.4 se muestran las mediciones que se realizan en los piezómetros que se encuentran colocados en el núcleo impermeable, en la cual se incluyen los niveles del agua en los inclinómetros 1-2 e 1-4, cercanos a los piezómetros, así mismo, en la parte superior se muestra la variación del agua en el embalse durante el lapso 1963-1964.

En ambos sitios, los niveles piezométricos crecen al incrementarse la carga en la presa y con diferencias pequeñas, alcanzan al final de la construcción (noviembre de 1964) la elevación 145, aproximadamente. Es importante mencionar que las cotas del agua en los inclinómetros coinciden con las observadas en

MEDICIONES DE PRESION DE PORO



Elev. Elevación en m.

B Nivel de embalse en m.

(Elev.) Elev. del bulbo en m.

PI-n, P2-n Nivel de agua en piezómetros

I-n Nivel de agua en inclinómetro

NOTA: Los piezómetros PI-4 a 8 y P2-3 a 6 permanecieron secos

U L S A
ESCUELA DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA
PRESA NETZAHUALCOYOTL CHIAPAS
MEXICO, D.F. AGOSTO-1966 FIGURA -4.4

los piezómetros.

4.2. COMPORTAMIENTO DURANTE EL PERIODO DE OPERACION.

La construcción de la cortina fue concluida a fines de octubre de 1964 y la operación del embalse inició durante el estiaje de ese mismo año, con el colado de los tapones en los túneles 2 y 5, en abril de 1964, con lo que se elevaron los niveles de agua en el embalse de la elevación 80 a la 147, manteniéndose este nivel hasta agosto de 1966. Dentro de este lapso se cerraron los Túneles 3 y 4.

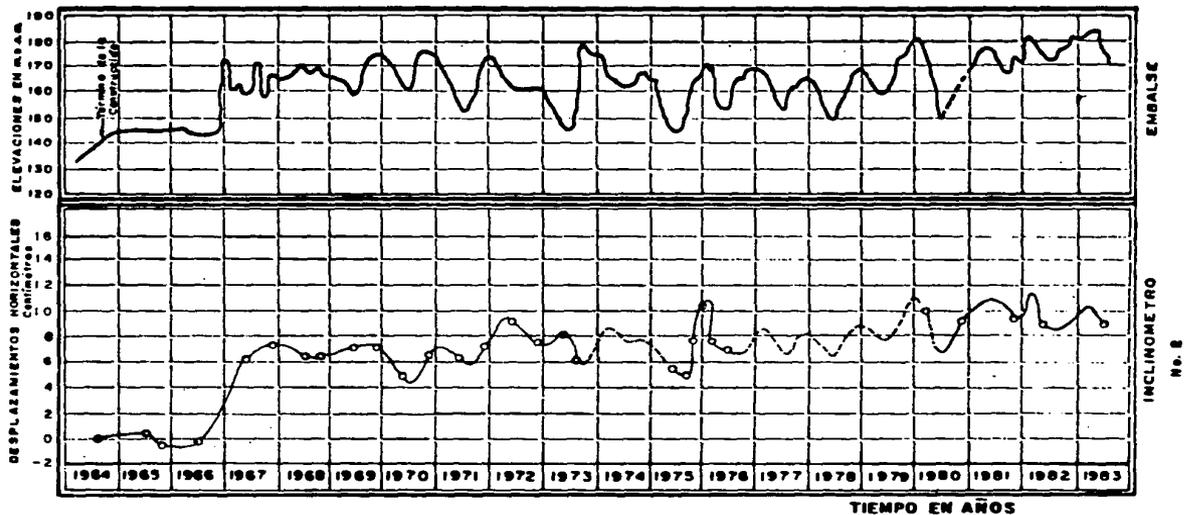
En agosto de 1966 se bajaron las compuertas del Tunel 1, construyéndose el respectivo tapón de concreto - fecha en que se inicia el llenado final, llegando a enero de 1967 hasta la elevación 177. Durante el lapso de 1967 a 1970 el embalse oscila entre las elevaciones 160 y 175, que corresponde a la etapa de construcción de la Planta Hidroeléctrica.

A partir de 1971 y hasta 1980 se observa, en la par-

te superior de la Figura 4.5 , que los niveles máximos del embalse oscilaron entre las elevaciones 170 y 180, presentándose este último en febrero de 1980, -- mientras los mínimos se observan por abajo de la elevación 160 y en forma alternada se presentaron niveles por abajo de la elevación 150, debido a la operación de las turbinas. Durante el lapso de 1981 a 1983 los niveles máximos oscilaron entre las elevaciones 177 y 182.5, período durante el cual se ha registrado el nivel más alto durante toda la operación de la presa y que corresponde a un período de alta -- precipitación pluvial de la zona; los niveles mínimos observados se presentan entre las elevaciones 168 y 173.

4.2.1. MEDICIONES DE MOVIMIENTOS HORIZONTALES EN INCLINOMETROS.

En la Figura 4.6 se muestra el perfil longitudinal de la cortina donde se indican los inclinómetros instalados así como las gráficas correspondientes al eje cortina, con línea continua se muestran los despla-



NOTAS :

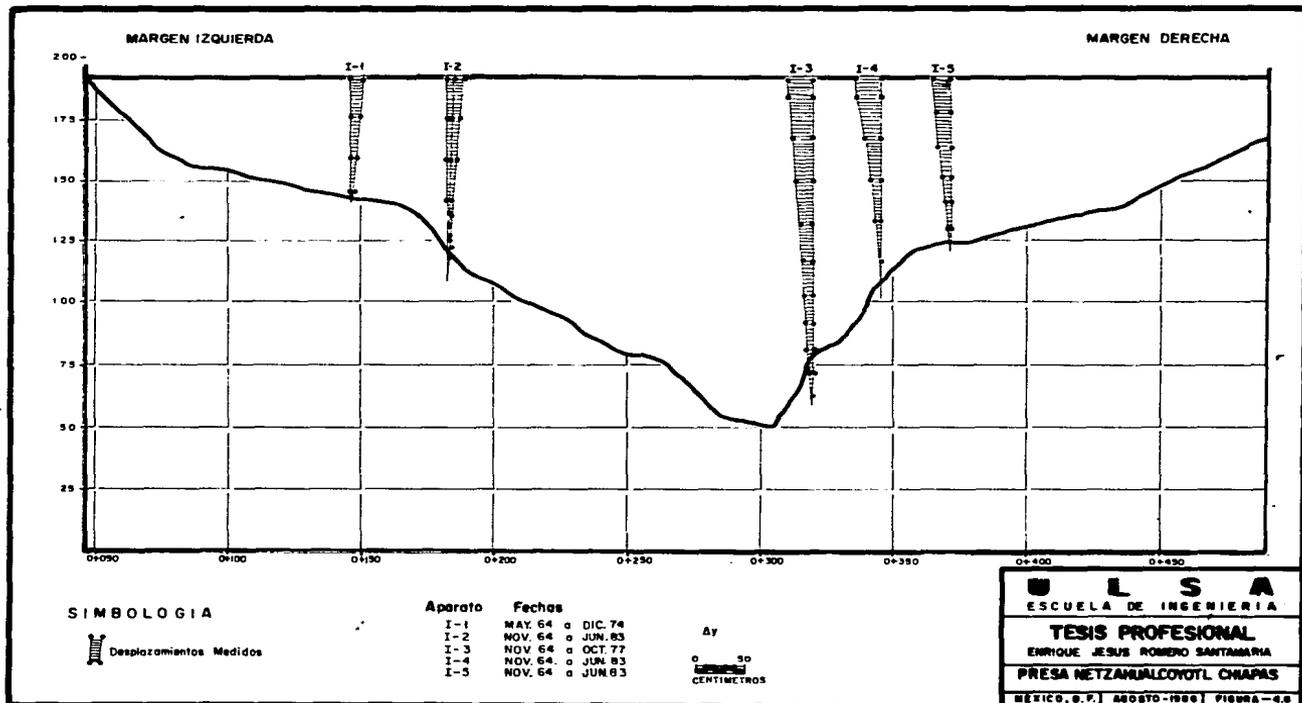
———— Comportamiento observado

- - - - - Comportamiento inferido

(+) Aguas abajo

(-) Aguas arriba

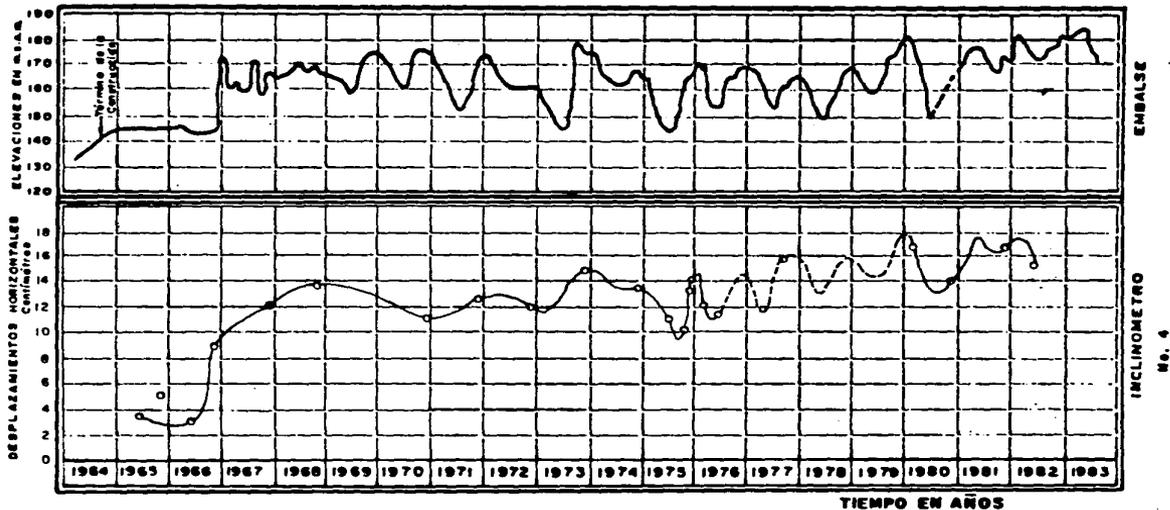
U	L	S	A
ESCUOLA DE INGENIERIA			
TESIS PROFESIONAL			
ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA			
PRESA NETZANJALCOYOTL CHIAPAS			
MEXICO, D.F.	AGOSTO-1986	FIGURA -4.3	



zamientos máximos ocurridos durante la etapa de operación 1964 a 1983, a éstos se les adicionaron los desplazamientos horizontales correspondientes a la etapa de construcción y se presentan con línea discontinua los desplazamientos horizontales ocurridos durante toda la etapa de operación de la presa; observándose que los desplazamientos horizontales según eje cortina muestran una tendencia a desplazarse hacia el cauce del río, con movimientos máximos del orden de 35 cm para el inclinómetro 1-3 y de 20 a 25 cm para los inclinómetros 1-1, 1-2 e 1-5.

Para definir el comportamiento que han tenido los inclinómetros 1-2, 1-4, 1-7 e 1-9, se han elaborado las Figuras 4.5, 4.7, 4.8 y 4.9 donde se muestra la variación de los desplazamientos horizontales registrados a varias elevaciones contra el tiempo y se comparan estos movimientos con la evolución de los niveles del embalse.

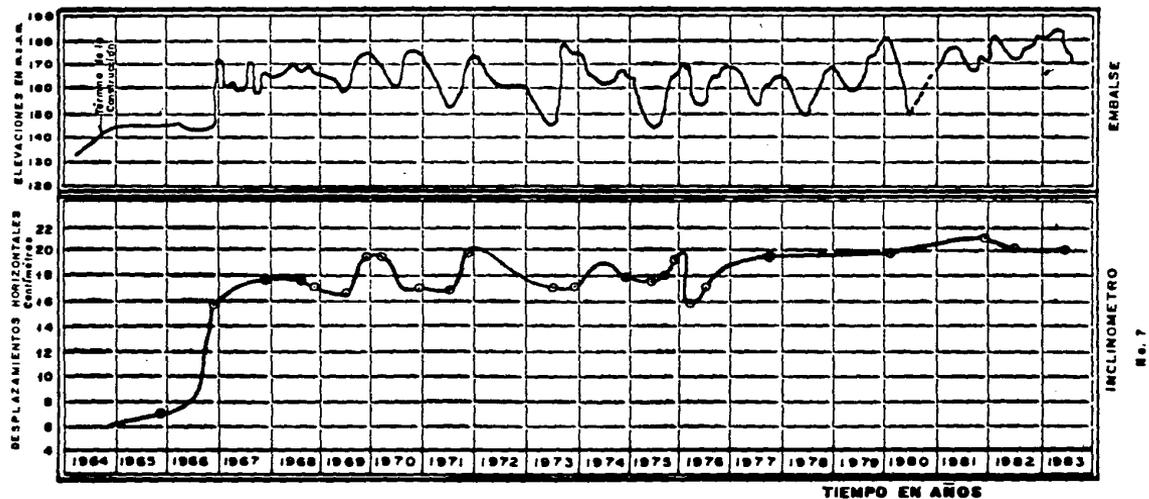
Para los inclinómetros 1-2 se muestran los desplazamientos horizontales según eje río y eje cortina en la Figura 4.10 y los desplazamientos según eje río a la elevación 135 en la Figura 4.5. En éstas se observa que



NOTAS:

- Comportamiento observado
- - - Comportamiento inferido
- (+) Agua abajo

U L S A		
ESCUELA DE INGENIERIA		
TESIS PROFESIONAL		
ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA		
PRESA NETZAHUALCOYOTL CHIAPAS		
MEXICO, D.F.	AGOSTO - 1986	FIGURA - 4.7

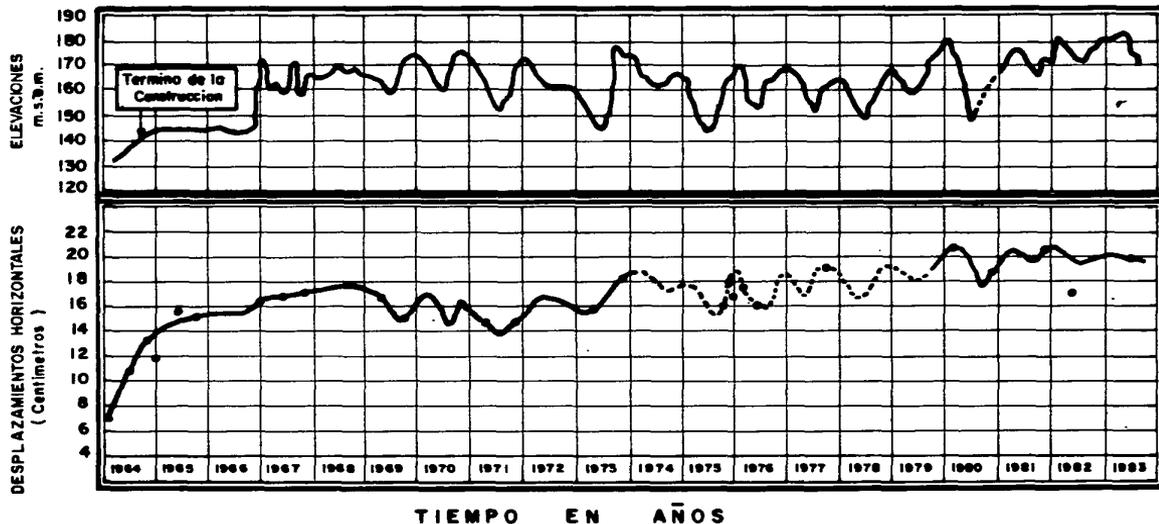


NOTAS:

* Elevación: 130 m.s.n.m.

(+) Aguas abajo

U L S A
ESCUELA DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA
PRESA NETZAHUALCOYOTL CHIAPAS
MEXICO, D.F. AGOSTO-1985 FIGURA - 0.9



NOTAS:

- COMPORTAMIENTO OBSERVADO
- - - - - COMPORTAMIENTO INFERIDO
- (+) AGUAS ABAJO

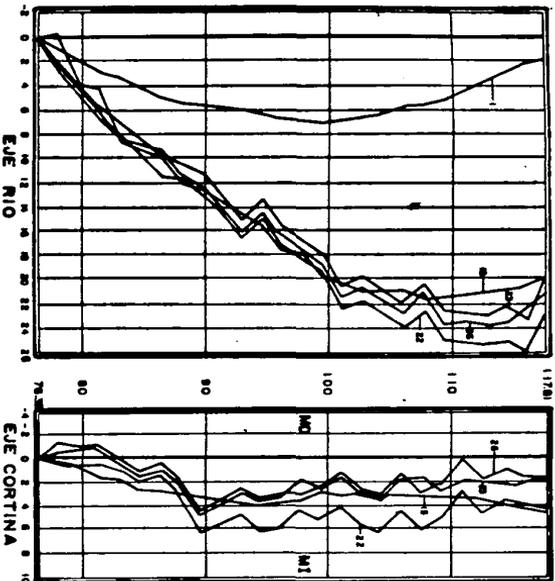
U L S A		
ESCUELA DE INGENIERIA		
TESIS PROFESIONAL		
ENRIQUE JESUS ROMERO SANTANARIA		
PRESA NETZAHUALCOYOTL CHAPAS		
MEXICO, D.F.	AGOSTO-1986	FIGURA-0.9

para el período entre 1964 y agosto de 1966 los movimientos son insignificantes, dado que el nivel en el embalse se mantuvo a la elevación 147, aproximadamente. Con el cierre final y la subida del nivel ocurre una deformación hacia aguas abajo del orden de 7 cm, la cual se manifestó por una flexión del núcleo a la elevación 135. Los movimientos que ha mostrado el inclinómetro durante la etapa de operación de la presa, y hasta el año de 1983, han variado de acuerdo al cambio de los niveles del embalse, lo cual se aprecia en la Figura 4.5. Por otra parte, en la Figura 4.10, se observa una flexión máxima del núcleo del orden de 10 cm a esa misma elevación.

Cabe hacer notar que aunque en el período de 1981 a 1983 se han presentado en el embalse los niveles más altos en toda la etapa de operación de la presa, los desplazamientos según eje río son sensiblemente menores a los máximos registrados. Los desplazamientos en el eje cortina varían progresivamente de la cimentación a la corona con desplazamiento máximo hacia la margen derecha de 23 cm, a la elevación 192.

El comportamiento observado en el inclinómetro 1-4 es

ELEVACIONES EN M.S.N.M.

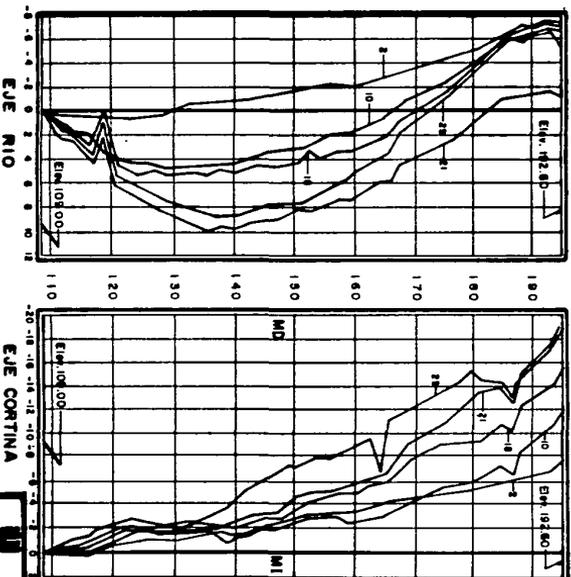


DESPLAZAMIENTOS	
GRÁFICA	FECHA
1	Oct-15-83
1	Ene-30-86
19	Jun-11-78
22	Feb-28-80
23	Nov-24-80
26	Jun-30-80

INCLINOMETRO N.º 9

Desplazamientos horizontales en cm

ELEVACIONES EN M.S.N.M.



DESPLAZAMIENTOS	
GRÁFICA	FECHA
1	Nov-13-86
2	Nov-11-83
10	Jun-11-70
19	Jun-8-73
21	Dic-8-73
26	Jun-27-81

INCLINOMETRO N.º 2

Desplazamientos horizontales en cm

NOTAS:
 (+) AGUAS ABAJO
 (-) AGUAS ARRIBA

UNIVERSIDAD
 ESCUELA DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL

ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA

PRESA NETZAHUALCOYOTL CHIAPAS

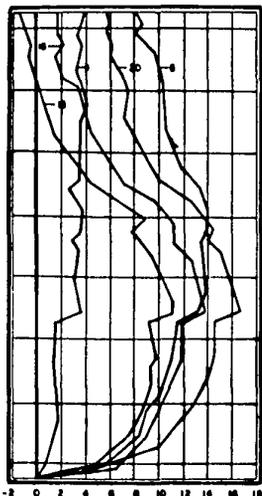
MEXICO, D.F. AGOSTO-1988 PISUBA -419

muy similar al inclinómetro 1-2, presentando un desplazamiento máximo según eje río de 17 cm, a la elevación 150, observándose que la deformación del núcleo se manifiesta claramente desde los tramos inferiores, Figura 4.11. Cabe notar que este instrumento está instalado sobre el talud de la margen derecha, que es el de mayor pendiente. Los desplazamientos observados en la Figura 4.7, graficados para la elevación 145, muestran una clara respuesta al cambio del nivel del embalse.

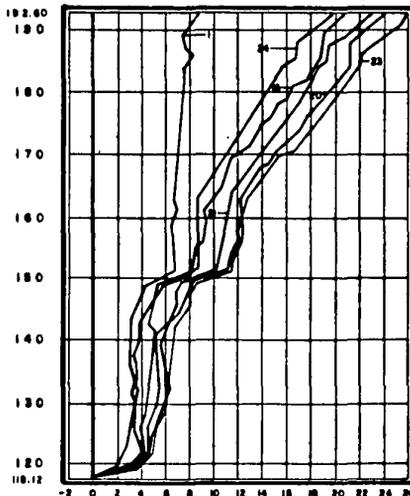
Los desplazamientos según eje cortina, aunque muestran una deformación en el nivel inferior, Figura 4.11 tienden a ser progresivos desde la parte baja hasta la corona, presentándose un ligero quiebre de la curva a la elevación 150, la cual corresponde con la mayor deformación del núcleo, en el sentido de la corriente. Se observa un desplazamiento máximo en la corona hacia la margen izquierda de 26 cm y actualmente se han registrado desplazamientos menores.

Los inclinómetros 1-7 e 1-9, localizados en el respaldo de aguas abajo, muestran un comportamiento muy semejante entre ellos, Figuras 4.10 y 4.11, con des-

ELEVACIONES EN M.S.N.M.



EJE RIO

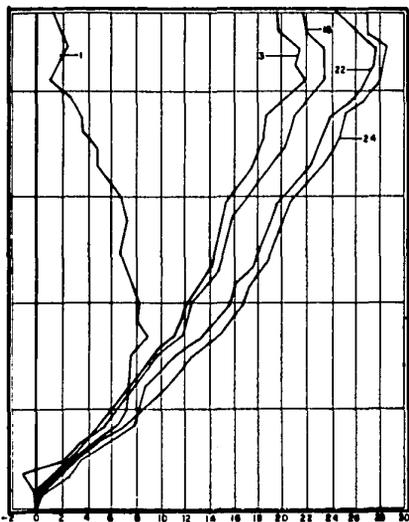


EJE CORTINA (M.I.)

DESPLAZAMIENTOS	
GRAFICA	FECHA
Inicial	Nov-13-64
1	Jun-17-66
6	Nov-8-68
13	Jun-10-75
16	Dic-10-75
20	Feb-27-80
21	Nov-21-80
23	May-11-82
24	Jun-28-83

INCLINOMETRO No 4

ELEVACIONES EN M.S.N.M.

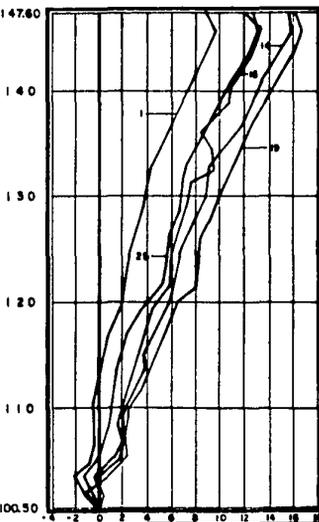


NOTAS:

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN cm.

(+) AGUAS ABAJO

(-) AGUAS ARRIBA



DESPLAZAMIENTOS	
GRAFICA	FECHA
Inicial	May-8-64
1	Nov-13-65
3	Nov-16-66
16	Jun-11-75
19	Dic-9-75
24	Dic-11-81
26	Jun-30-83
14	Dic-8-73

INCLINOMETRO No 7

U L S A
ESCUELA DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL

ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA

PRESA NETZAHUALCOYOTL CHIAPAS

MEXICO, D.F. AGOSTO-1986 FIGURA -4.11

plazamiento según eje río progresivo desde su empotramiento hasta la superficie. Para el I-9, a la elevación 100, Figura 4.9, se muestran los desplazamientos horizontales, observando que los más importantes ocurrieron durante la etapa del cierre de la presa y sus deformaciones posteriores se mantienen dentro del rango de 1 a 6 cm. De 1975 a 1983 período en que se han registrado los embalses más altos en la presa, los desplazamientos máximos han oscilado entre 19 y 21 cm, observando un incremento con respecto al período 1964-1975 del orden de 3 cm, lo cual concuerda con lo ya manifestado, es decir se ha alcanzado la condición de equilibrio en la masa granular del respaldo de aguas abajo. Cabe observar que estos movimientos muestran una tendencia muy clara a correlacionarse con las fluctuaciones del nivel del embalse. Los desplazamientos según eje cortina, en el I-7 se observan muy semejantes a los correspondientes al eje río, con máximo movimiento del orden de 20 cm ocurriendo en noviembre de 1975. El inclinómetro I-9 prácticamente no ha sufrido movimientos según eje cortina, ya que se localiza cercano a la sección máxima de la cortina. Los movimientos correspondientes a estos instrumentos se muestran en las Figuras -

4.10 y 4.11.

4.2.2. MEDICIONES DE HUNDIMIENTOS EN INCLINOMETROS.

Los inclinómetros 1-2 e 1-4, localizados en el núcleo, muestran una variación lineal de hundimientos con el aumento de su elevación. Para ambos inclinómetros, el hundimiento en la corona es del orden de 50 cm, lo que representa un incremento en los hundimientos de 1975 a 1983 del orden de 10 cm, observándose una estabilización de estos movimientos.

Los inclinómetros 1-7 e 1-9, que corresponden al respaldo de aguas abajo, presentan hundimientos de 45 cm, hasta 1983, observándose que en el inclinómetro 1-9 se distribución es aproximadamente lineal, con algunas discrepancias en los primeros metros, cuyos movimientos se van presentando gradualmente con la profundidad y conforme transcurre el tiempo; en el inclinómetro 1-7, estos movimientos se presentan, casi en su totalidad, durante 1964 con valor -

máximo de 35 cm a la elevación 125 y posteriormente el movimiento ha sido insignificante. Lo anterior - manifiesta diferencias en cuanto a la compresibilidad del enrocamiento.

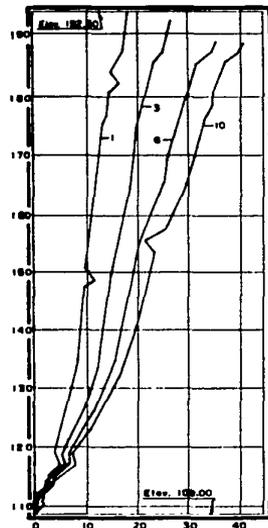
Los movimientos observados en estos instrumentos se presentan esquemáticamente en la Figura 4.12.

4.2.3. MEDICIONES EN CELDAS PIEZOMETRICAS.

Las estaciones piezométricas E.P.1 y E.P.2 (tipo Casagrande), situadas en las secciones 0+184 y - 0+348, respectivamente, se presentan en la Figura -- 4.1; en ambas secciones se tienen 14 celdas piezométricas a diferentes elevaciones, todas ellas colocadas dentro del núcleo impermeable; en la Tabla No. - 2 se presentan las elevaciones de las celdas piezométricas y las lecturas del agua en ellas en dos fechas.

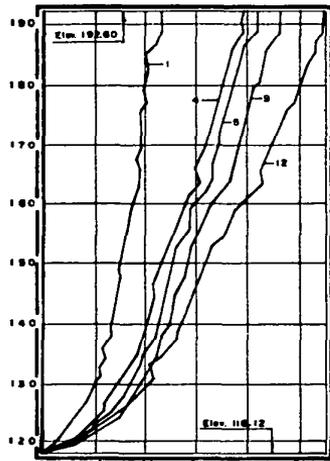
Las curvas de los niveles piezométricos, para las -- dos secciones, se muestran en las Figuras 4.13 y -

ELEVACIONES EN M.S.N.M.



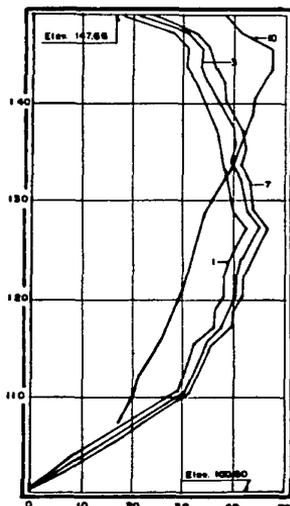
INCLINOMETRO No. 2

GRAFICA	FECHA
Inicial	Mar-13-64
1	Jul-10-65
3	Jun-4-66
6	Oct-13-66
10	Sep-12-73



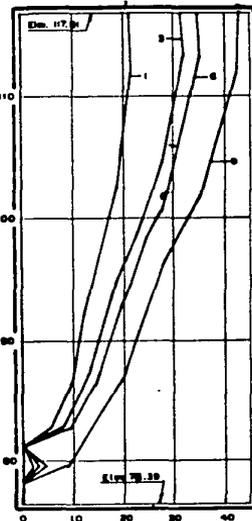
INCLINOMETRO No. 4

GRAFICA	FECHA
Inicial	Dic-18-64
1	Mar-12-65
4	Oct-16-66
5	Abr-16-66
8	Dic-17-73
12	Jun-30-83



INCLINOMETRO No. 7

GRAFICA	FECHA
Inicial	May-16-64
1	Dic-16-64
3	Nov-19-66
7	Dic-7-71
10	Oct-4-77



INCLINOMETRO No. 9

GRAFICA	FECHA
Inicial	Oct-16-63
1	May-30-64
3	Dic-12-64
6	Nov-19-66
9	Jun-30-83

ELEVACIONES EN M.S.N.M.

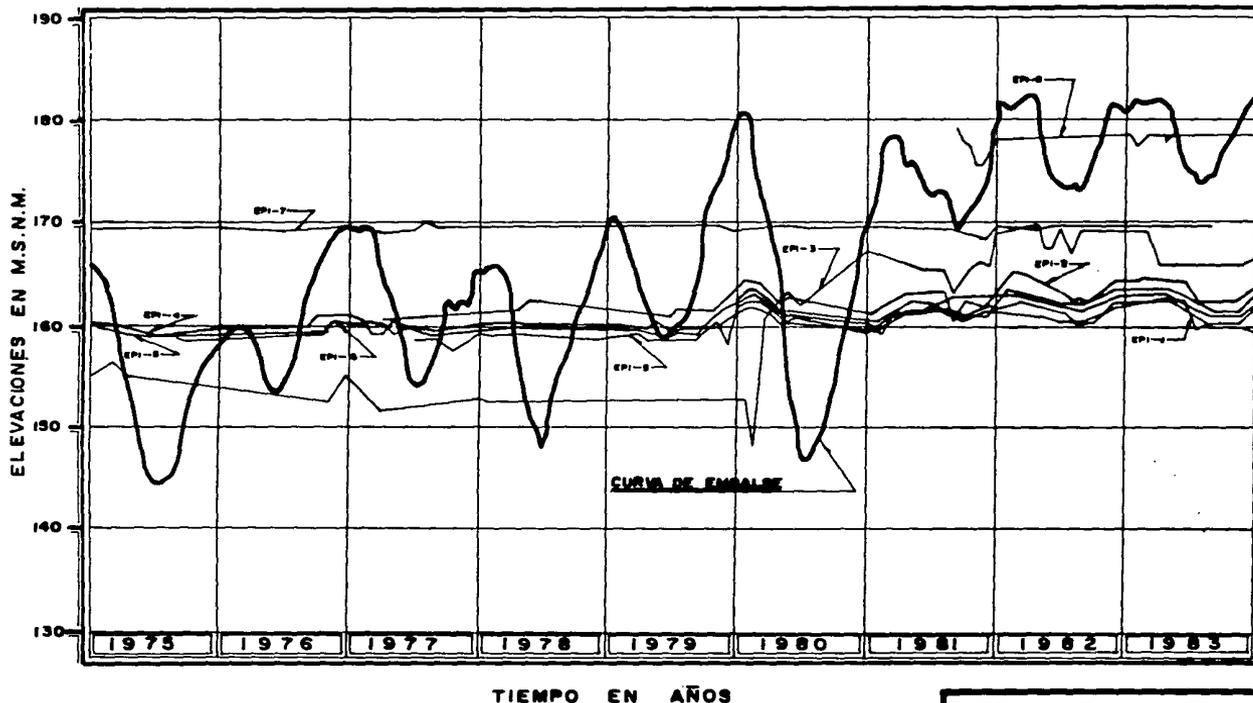
HUNDIMIENTOS EN CENTIMETROS

U L S A
 ESCUELA DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
 ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA
PRESA NETZAHUALCOYOTL CHAPAS
 MEXICO, D.F. AGOSTO-1986 FIGURA - 4.12

F E C H A		JUNIO 1980	MARZO 1982	JUNIO 1979	DIEMBRE 1983
ELEVACION DEL NIVEL DEL					
EMBALSE		146.0	182.5	159.0	182.5
BULBO	ELEVACION (m.s.n.m.)	LECTURAS PIEZOMETRICAS (m.s.n.m.)			
EP1-1	109.00	161.0	162.2		
EP1-2	119.62	162.8	165.0		
EP1-3	129.82	162.0	169.6		
EP1-4	139.88	161.4	163.0		
EP1-5	149.80	160.5	161.0		
EP1-6	160.00	161.0	163.1		
EP1-7	170.00	169.5	169.4		
EP1-8	179.37	- - -	178.2		
EP2-1	123.07			159.7	173.3
EP2-2	133.25			- - -	170.0
EP2-3	143.51			159.7	161.1
EP2-4	153.50			161.6	161.4
EP2-5	163.97			- - -	165.3
EP2-6	173.35			173.11	173.25

ELEVACIONES DEL AGUA EN PIEZOMETROS TIPO CASAGRANDE

ESTACION PIEZOMETRICA EPI-SECCION 0+184



NOTA:
 LINEA DISCONTINUA INDICA
 PERIODO SIN LECTURA.

U L S A
ESCUELA DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA
PRESA NETZAHUALCOYTL CHIAPAS
MEXICO, D.F. AGOSTO - 1986 FIGURA - 4.18

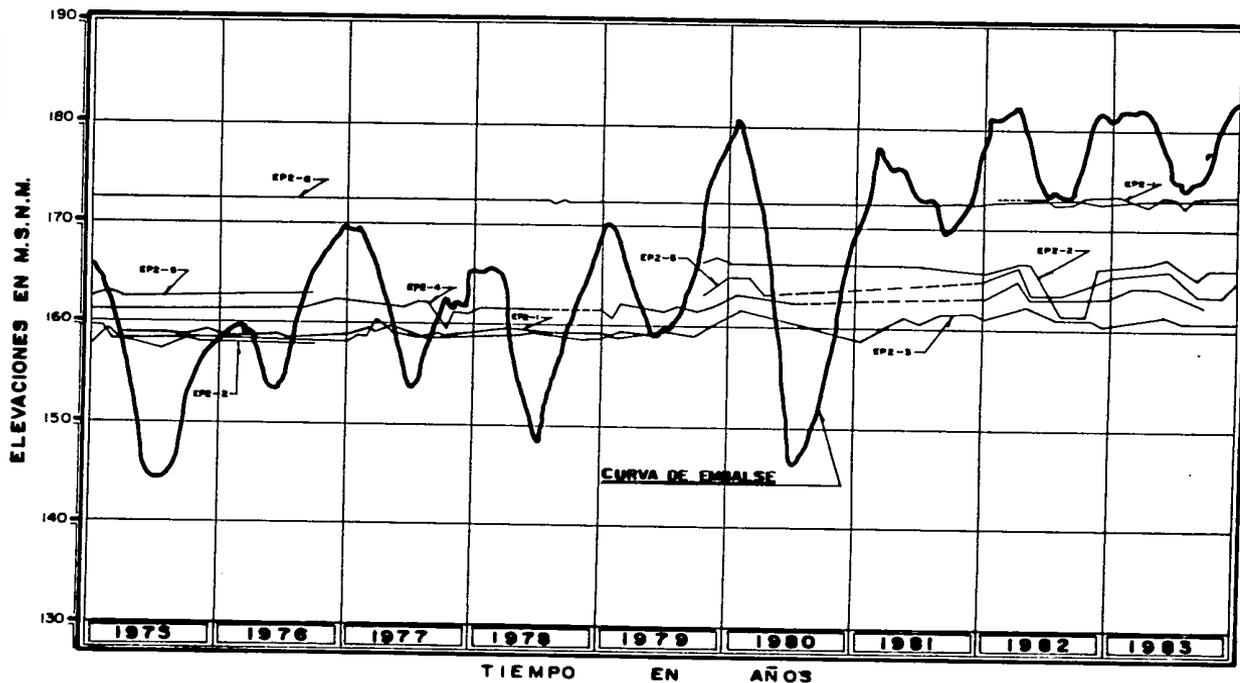
4.14, en las cuales se presenta como referencia el nivel del embalse para el período 1975 a 1983. Los piezómetros EP1-7 y EP1-8 y EP2-6 prácticamente han permanecido secos desde su instalación y su descenso de lectura se puede deber al hundimiento que ha sufrido el núcleo impermeable en la etapa de operación.

Durante el período de operación, enero de 1967 a noviembre de 1979, la variación de las presiones piezométricas se estabiliza alrededor de la elevación 160, -- con diferencias máximas de 3.0 m. Sin embargo entre enero de 1980 y diciembre de 1983 se presenta un incremento en la presión que va de la elevación 160 a la -- 170, teniendo un comportamiento muy similar a la variación del nivel en el embalse.

Del monitoreo de lecturas piezométricas se obtuvieron las distribuciones de presiones para los siguientes casos:

- a) Sección 0+184 (EP1)
- a.1) Análisis en marzo de 1982 (nivel de embalse máximo). En la Figura 4.15 se presentan las distribuciones de presión hidrostática --

ESTACION PIEZOMETRICA EP2-SECCION 0+348



NOTA:
LINEA DISCONTINUA INDICA
PERIODO SIN LECTURA.

U L S A
ESCUELA DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA
PRESA NETZAHUALCOYOTL CHIAPAS
MEXICO, D.F. AGOSTO-1986 FIGURA-4.14

ca y piezométrica, pudiéndose observar que estas últimas quedan siempre por debajo de la hidrostática. Lo anterior aunado a que las variaciones de los niveles piezométricos son similares a las del embalse, permite inferir que el flujo de agua en el núcleo impermeable se ha establecido y las presiones en esta condición son aceptables para el comportamiento de la estructura.

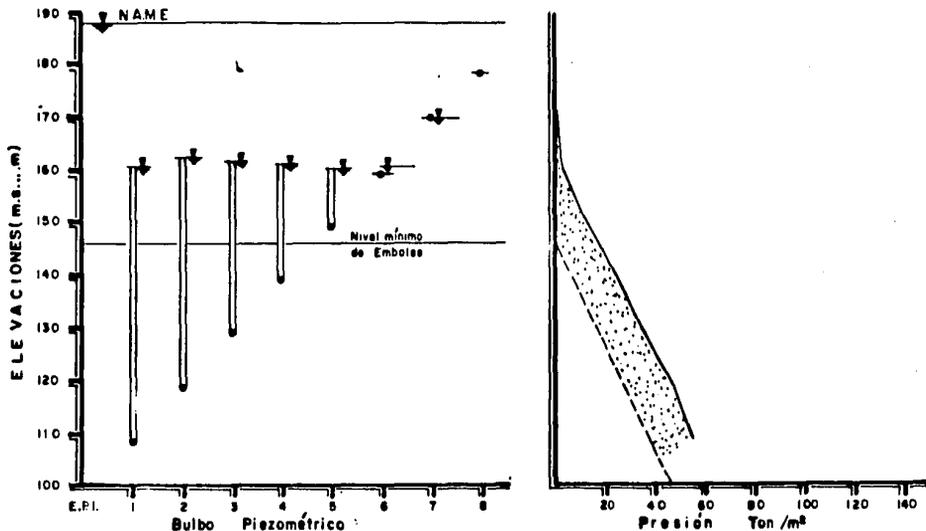
a.2) Análisis en junio de 1980 (nivel de embalse mínimo). En la Figura 4.15, se muestra que la distribución de presiones piezométricas es superior a la hidrostática. De lo anterior se puede inferir que la presión no se disipa rápidamente al bajar el nivel del embalse.

b) Sección 0+349 (EP2)

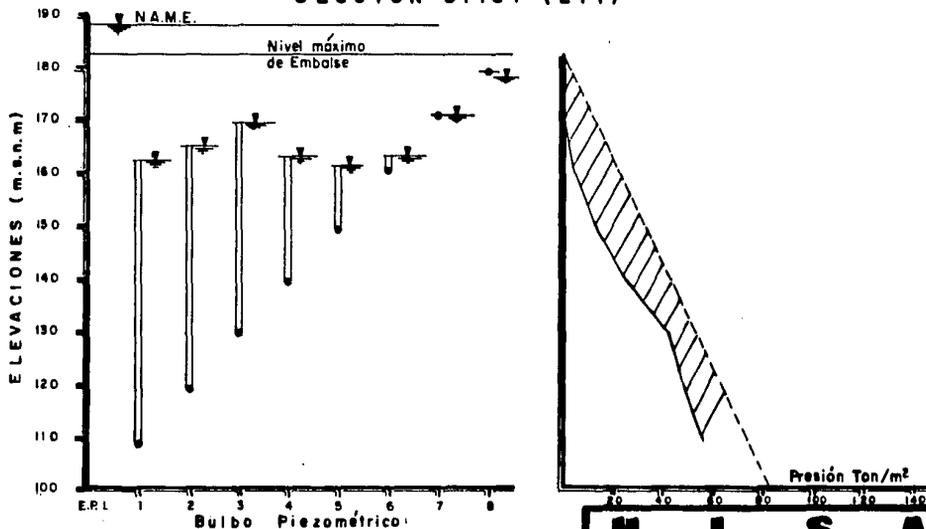
b.1) Análisis en diciembre de 1983 (nivel de embalse máximo). Su comportamiento es prácticamente el mismo al analizado para el EP1 en marzo de 1982, de acuerdo a lo mostrado

DISTRIBUCION DE PRESION

ANALISIS JUNIO DE 1980 (NIVEL MINIMO DE EMBALSE)
SECCION 0+184 (EPI)



ANALISIS MARZO DE 1982 (NIVEL DE MAXIMO EMBALSE)
SECCION 0+184 (EPI)



SIMBOLOGIA:

- Elevación del bulbo
- ⬇ Elev. Nivel del agua
- Distribución de presión hidrostática
- Distribución de presión piezométrica
- ◆ No se tomó lectura
- ▨ Sub-hidroestático
- ▩ Sobre-hidroestático

U L S A
ESCUELA DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL
ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA
PRESA NETZAHUALCOYOTL CHIAPAS

en la Figura 4.16.

- b.2) Análisis en Junio de 1979 (nivel de embalse mínimo). En la Figura 4.16 se puede observar que la presión abajo del nivel de embalse es prácticamente la hidrostática y -- arriba de el no se disipa rápidamente.

Es importante mencionar que el período de respuesta - de las celdas piezométricas abiertas fue de 30 días - en promedio. Lo anterior de acuerdo a las curvas de lecturas piezométricas y niveles del embalse.

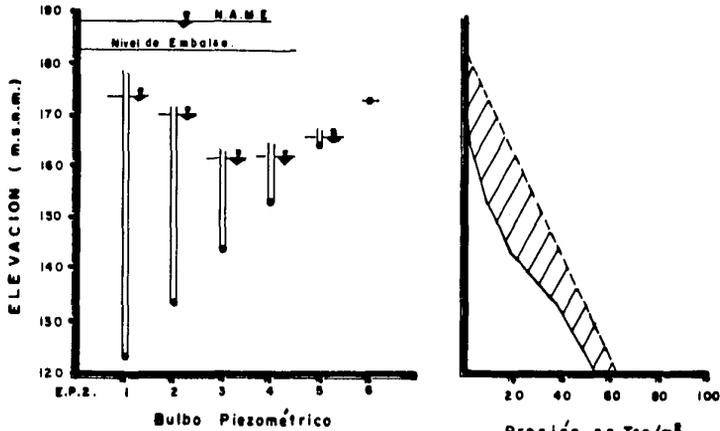
Del comportamiento presentado anteriormente, se puede comentar lo siguiente:

- La distribución de presión es aproximadamente la -- hidrostática, sin embargo con niveles de embalse al -- todos las presiones son inferiores; con lo que se puede verificar el establecimiento del flujo de agua - a través del núcleo impermeable.

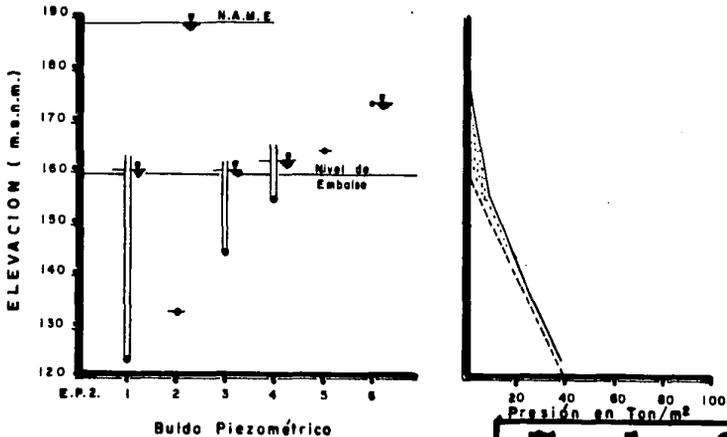
- En las Figuras 4.15 y 4.16, puede observarse que existe una presión en exceso de la hidrostática - -

DISTRIBUCION DE PRESION

ANALISIS DICIEMBRE DE 1983 (NIVEL DE MAXIMO EMBALSE)
SECCION 0+348 (EP 2)



ANALISIS JUNIO DE 1979 (NIVEL MINIMO DE EMBALSE)
SECCION 0+348 (EP 2)



SIMBOLOGIA:

- Elevación del bulbo
- ↓ Elev. Nivel del agua
- Distribución de presión hidrostática
- Distribución de presión piezométrica
- ↔ No se tomó lectura
- ▨ Sub-hidroestática
- ▩ Sobre-hidroestática.

U L S A
ESCUELA DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL

ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA

PRESA NETZAHUALCOYOTL CHAPAS

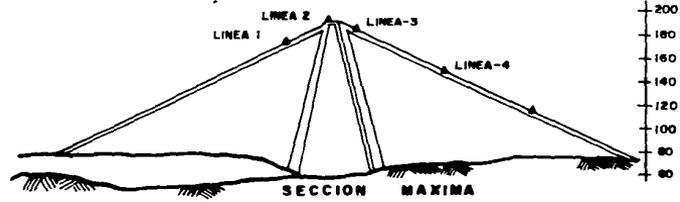
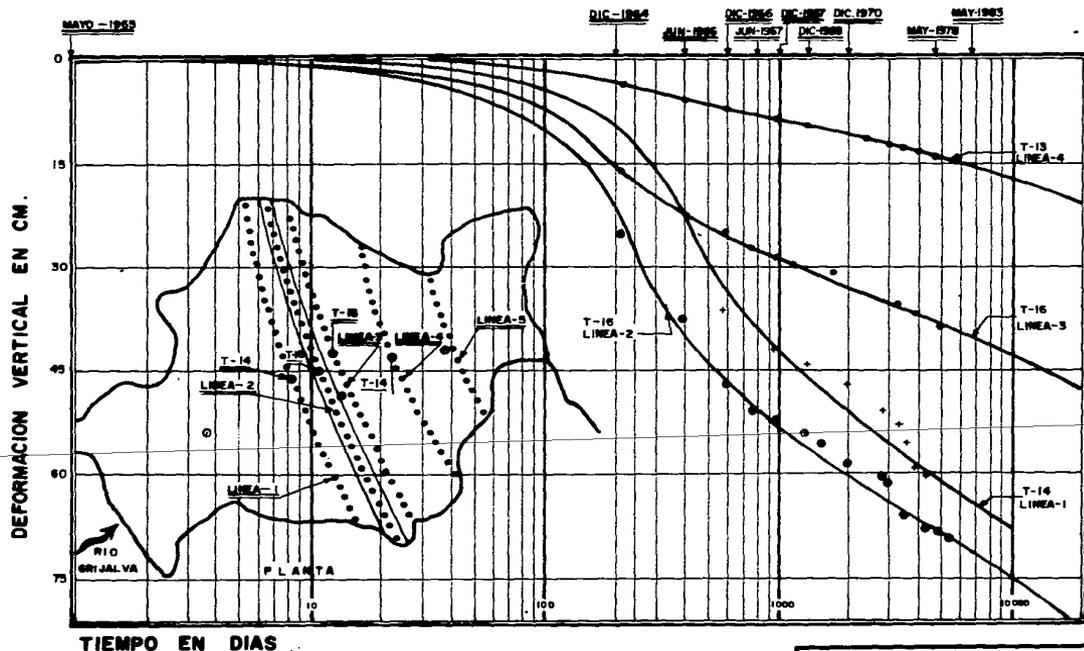
MEXICO, D.F. AGOSTO-1988 FIGURA-4.10

cuando el nivel del embalse baja. Esto puede ser de bido a que no existe una disipación rápida de la pre sión dentro del núcleo impermeable y a la respuesta - lenta en las lecturas de las celdas. Es importante - notar que en la sección 0+184 son mayores las presio- nes en exceso de la hidrostática que en la sección -- 0+348. Lo anterior se puede atribuir a que en la es- tación 0+184 se tiene una altura de 100 metros, en - tanto que en la estación 0+348 la altura es de 57 m, esto es, debido a que la columna de suelo es mayor - en la primera pudo haberse producido un decremento en su relación de vacíos, aumento en la resistencia al - esfuerzo cortante y por lo tanto en su impermeabili- - dad, dando como resultado que al bajar el nivel de em balse la presión no se disipe rápidamente.

- Serfa conveniente la revisión de la estabilidad de - taludes, sobre todo el análisis en un vaciado rápido, debido a la concentración de presiones en el nú- - cleo.

4.2.4. MEDICIONES DE HUNDIMIENTOS EN TESTIGOS SUPERFICIALES.

La localización de las cinco líneas de testigos de nivel superficial sobre la presa, se muestra en la Figura 4.17. Estos testigos se fueron colocando conforme se alcanzaban las elevaciones de proyecto durante el proceso de construcción. Los movimientos verticales observados en la presa, se muestran en las Figuras 4.18 y 4.19, y la evolución de los hundimientos contra el logaritmo del tiempo para los testigos 14, 16 y 13 de las líneas 1 a 4, respectivamente, se presentan en la Figura 4.17. En las Figuras 4.18 y 4.19 se observa que la deformación vertical aumenta gradualmente de los empotramientos hacia el centro, mostrando una correlación estrecha entre la configuración de estos movimientos y la forma de la boquilla. Así mismo en la Figura 4.17 se aprecia que la velocidad de deformación más importante ocurrió durante el periodo de 1965 y 1967 y los movimientos posteriores se presentan en forma lineal de acuerdo con la pendiente mostrada en las curvas. Cabe hacer notar, en la misma Figura, que la línea 2 corresponde a testigos instalados sobre la corona (núcleo) y la línea 1 a testigos instalados sobre el

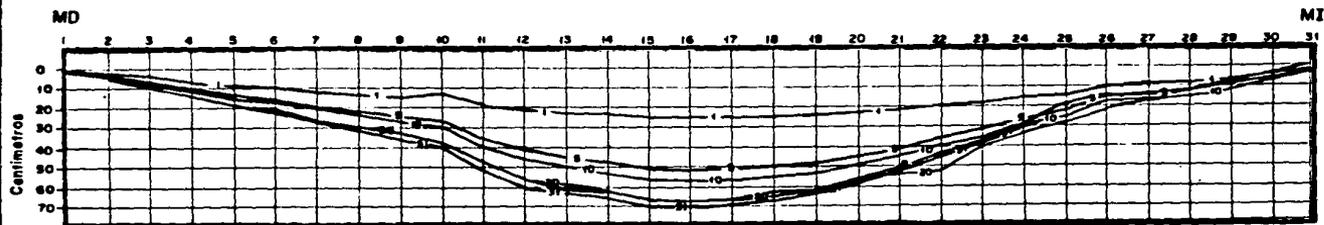
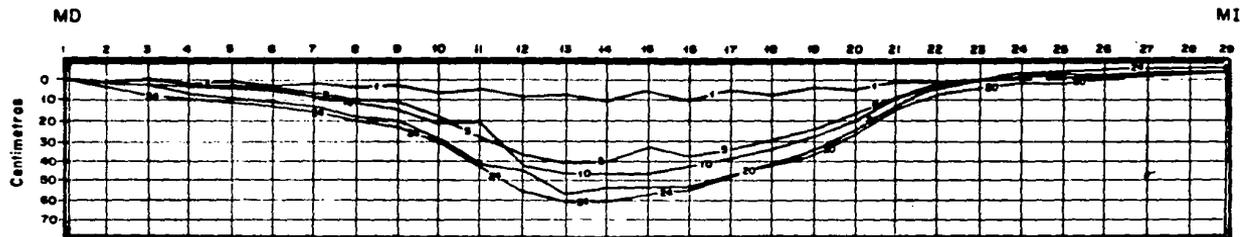


U L S A
 ESCUELA DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL
 ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA

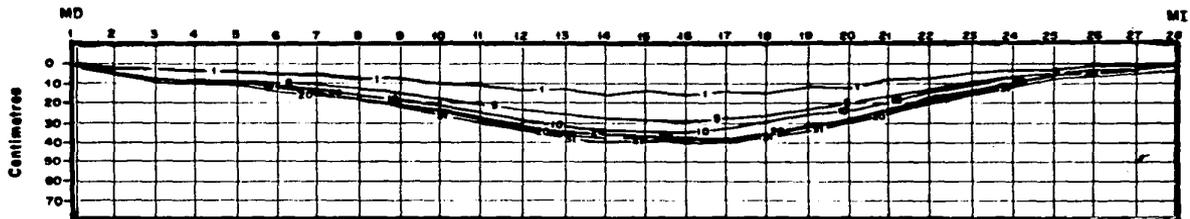
PRESA NETZAHUALCOYOTL CHIAPAS

MEXICO, D.F. AGOSTO-1986 FIGURA - 4.17

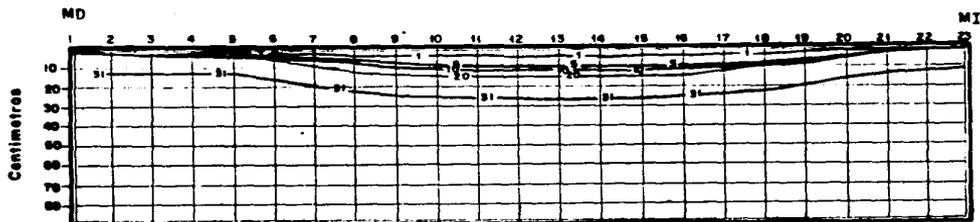


GRÁFICA	FECHA	COORDENADAS
PRINCIPAL	V - 1958	107.00
1	II - 1958	103.00
5	III - 1958	102.00
10	IV - 1958	170.00
20	V - 1958	102.00
24	VI - 1958	103.00
31	VII - 1958	104.57

U L S A
ESCUELA DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA
PRESA NETZAHUALCOYOTL CHAPAS
MEXICO, D.F. AGOSTO-1958 FIGURA - 4.18



L I N E A 3



L I N E A 4

GRAFICO	FECHA	ENCARGO
PRELIMINAR	V-1999	Enc. 187.00
1	III-1999	Enc. 188.00
3	III-1999	Enc. 188.00
10	III-1970	Enc. 170.00
20	II-1973	Enc. 158.00
24	III-1977	Enc. 188.00
31	VI-1982	Enc. 174.87

U L S A
ESCUELA DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
ENRIQUE JESUS ROMERO SANTAMARIA
PRESA NETZAHUALCOYOTL CHIAPAS
MEXICO, D.F. AGOSTO-1986 FIGURA -4.9

talud de aguas arriba (rezaga y enröcamiento); para ambas curvas se observa un comportamiento similar, mostrando hasta el año de 1983 deformaciones máximas de 70 y 60 cm, respectivamente, que corresponden a deformaciones unitarias del orden de 0.50% con respecto a su altura.

Para las líneas 3 y 4, situadas en el respaldo de -- aguas abajo, se tienen deformaciones máximas de 40 y 20 cm, respectivamente, que corresponden a deformaciones unitarias de 0.30 y 0.20% con respecto a su altura; apreciándose diferencias significativas en cuanto a su compresibilidad, lo cual confirma lo indicado en el comportamiento presentado para los inclinómetros.

De acuerdo con lo observado anteriormente, se puede -- mencionar que las deformaciones verticales a partir de 1967 se comportan linealmente con el tiempo con pendiente del orden de 0.9 cm/año para las líneas 1 y 2 y de 0.5 cm/año para las líneas 3 y 4.

4.2.5. SISMICIDAD.

Los sismos que han ocurrido en últimas fechas, 1975 - 1983, cerca del sitio de la presa han sido de baja intensidad, como se muestra en la Figura 1.4, destacando el provocado por la erupción del Volcán "El Chichonal", Tab., en un sitio relativamente cercano a la presa; a raíz de este fenómeno natural no se observó físicamente ningún daño en la estructura, así mismo la información registrada en los instrumentos de medición no presentó comportamiento anormal.

5. CONCLUSIONES.

La operación de la presa, en sus casi 20 años, ha sido regulado por las necesidades para las que fue creada, principalmente la generación de energía eléctrica y el control de avenidas.

A pesar de que no todos los instrumentos instalados en la presa se encuentran en operación, con los datos de los que funcionan es posible hacer una interpretación sobre el comportamiento de la misma. A continuación se presenta un breve resumen de los aspectos más relevantes del comportamiento de los diferentes instrumentos de medición y con ello las conclusiones derivadas del mismo.

1. MOVIMIENTOS HORIZONTALES Y HUNDIMIENTOS EN INCLINO METROS.

- a) En el sentido del eje de la cortina la tendencia de desplazamiento es hacia el cauce, lo cual se manifestó claramente en el inclinómetro 1-3 con un valor máximo de 35 cm.

- b) En el sentido del eje rfo la tendencia de desplazamientos mostrados por todos los inclinómetros es hacia aguas abajo, con un valor máximo de 28 cm en el inclinómetro I-7. Todos estos instrumentos muestran una tendencia clara a -- desplazarse hacia aguas abajo cuando el nivel del embalse crece y hacia aguas arriba cuando el nivel del embalse decrece.
- c) Los hundimientos en el núcleo impermeable, fueron de 55 cm como máximo y para los respaldos de 45 cm; teniendo la velocidad de deformación contra el tiempo a disminuir.

2. MEDICIONES PIEZOMETRICAS.

- a) De la información disponible en las lecturas piezométricas, se observa que hasta el año de 1980, aparentemente los piezómetros no mostraron respuesta con las variaciones del nivel del embalse. Sin embargo, de 1980 a 1983, cuando el nivel en el mismo fue superior a la elevación 170, aún en épocas de estiaje, las -

celdas piezométricas respondieron a dichas variaciones. Esto puede ser debido a que se ha establecido un flujo de agua en el medio poroso por arriba de la elevación correspondiente a la celda.

- b) Con objeto de verificar la estabilidad de la presa en condiciones de un vaciado rápido sería conveniente tomar en consideración la magnitud de las presiones reportadas cuando el nivel del agua en el embalse decrece.

3. HUNDIMIENTOS EN TESTIGOS DE NIVEL SUPERFICIAL.

- a) En la etapa de operación de la presa, se han medido hundimientos del orden de 70 cm como máximo, que corresponden a una deformación unitaria de 0.5% con respecto a la altura de la presa. Este hundimiento se presenta en el testigo No. 16 de la línea 2, ubicada sobre el hombro de aguas arriba de la corona. La velocidad de deformación en este testigo se ha mantenido prácticamente constante desde el año de

1967, e igual a 0.9 cm/año, por lo que pueden predecirse con alguna certeza los hundimientos que sufra en el futuro.

- b) Los hundimientos observados en los testigos -- 14 y 16 de las líneas 1 y 3 respectivamente, - situadas la primera de ellas sobre el talud de aguas arriba y sobre el talud de aguas abajo - la segunda, a las elevaciones 175 y 186, respectivamente, tienen consideraciones especiales. La magnitud máxima en la línea 1 fue de 60 cm y en la línea 3 de 40 cm, a pesar de que ésta se localiza unos 10 m por arriba de la -- primera y que pudiera estar afectada por deformaciones del núcleo impermeable. Esta diferencia de hundimientos puede ser debida al efecto de saturación de los materiales permeables del talud de aguas arriba, ya que cuando empieza a subir el nivel de agua en el embalse, la velocidad de deformación del testigo 14 de la - - línea 1 se incrementa con respecto a la del -- testigo 16 de la línea 3. Esto se acentúa a - partir de 1966 cuando el nivel del embalse subió de la elevación 145 a la 170.

4. SISMICIDAD.

En la información disponible no se observan variaciones significativas debido a los eventos sísmicos que, sin duda, han perturbado la región, como fue el debido a la erupción del volcán "Chichonal", localizado en un sitio relativamente cercano a la presa. Esto puede ser debido a la carencia de un registro continuo de los instrumentos que permitiera determinar el comportamiento preciso de la estructura ante este tipo de eventos. Lo anterior puede generalizarse, inclusive, a todos los instrumentos de medición, ya que las tendencias observadas en inclinómetros, piezómetros y testigos de nivel superficial se han interpretado a partir de unos pocos datos que impiden establecer con mayor precisión el comportamiento de la estructura ante las variaciones de las fuerzas externas.

De lo anterior se puede concluir:

- 1.- El comportamiento general de la presa, ha sido satisfactoriamente en cuanto a evolución de presiones piezométricas, desplazamientos horizontales y hundimientos.

- 2.- Se recomienda continuar con la toma de lecturas - sistemáticas, por lo menos en los períodos de lluvia y de estiaje, para proseguir con la observación del comportamiento general de la estructura.

- 3.- Es notorio la carencia de datos contínuos en todos los instrumentos de medición instalados en la estructura. Si se tuviera esta información, se recurriría en menor grado a la interpretación, algunas veces subjetiva, del comportamiento de la estructura ante los efectos externos que actúan sobre ella. Esto es de especial importancia cuando ocurren eventos extraordinarios de poca duración, tales como una avenida que exceda lo esperado o sismos de intensidad variable, que deben afectar de alguna manera el comportamiento de la estructura pero cuya respuesta se desconoce por no tener los registros de los instrumentos en el lapso en que se presenten dichos eventos.

- 4.- Es recomendable considerar en futuros diseños, -- los sistemas continuos de registro de datos con los cuales se podrá observar el comportamiento de

las estructuras y conocer con precisión la respuesta de las estructuras ante la ocurrencia de eventos extraordinarios o ante la variación de los agentes externos o las que están sometidas las estructuras.

B I B L I O G R A F I A

- Boletín Hidrológico (1982), Cuenca del Río Grijalva, Secretaría de -
Agricultura y Recursos Hidráulicos, México, D. F.
- Gamboa J. (1974), Experiencia en la Instrumentación de Presas, --
Expediente Técnico de la Secretaría de Agricultura y Recursos HI --
dráulicos, México, D. F.
- García Malo G. (1984), Comportamiento de la Presa Guadalupe, Estado
de México, Expediente Técnico de la Secretaría de Agricultura y Re-
cursos Hidráulicos, México, D. F.
- Instituto de Geofísica (1982), Boletín Sismológico, Universidad Na-
cional Autónoma de México, México, D. F.
- Marsal J., León J.L., Flores J. (1976), Presa Netzahualcoyotl, Chis.
Comportamiento de Presas Construidas en México, Secretaría de Re-
cursos Hidráulicos, Comisión Federal de Electricidad e Instituto -
de Ingeniería U. N. A. M., pp. 167-237, México, D. F.
- Subdirección de Investigación y desarrollo Experimental (1984), --
Análisis del Comportamiento de la Presa Netzahualcoyotl, Chis., --
Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, México, D. F.
- Subdirección de Investigación y Desarrollo Experimental (1984), --
Manual de Mécanica de Suelos Tomo VII, Instrumentación y Monitoreo
del Comportamiento de Obras Hidráulicas, Secretaría de Agricultura
y Recursos Hidráulicos, México, D. F.

- Subdirección de Investigación y Desarrollo Experimental (1982), --
Presa Netzahualcoyotl, Chis., Expediente Técnico de Instrumentación
Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, México, D.F.