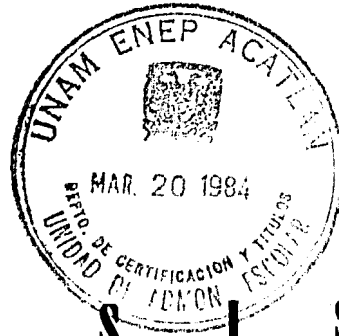




UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

E. N. E. P. ACATLAN

OBSERVACION Y ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO.



T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTAN
MANUEL NABOR FLORES COTERA
JOAQUIN VISCARRA VALDEZ



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	Pág.
INTRODUCCION	1
CAPITULO I. IDENTIFICACION DE LOS MECANISMOS DE FALLA	5
1.1 Introducción	6
1.2 Causas Potenciales de Falla	8
1.3 Deslizamiento	13
1.3.1 Condiciones de Estabilidad Durante la Vida de una Presa	15
1.4 Flujo Incontrolado	19
1.4.1 Permeabilidad del Vaso	19
1.4.2 Tubificación	19
1.4.3 Conductos Enterrados	24
1.5 Agrietamiento	24
1.5.1 Evidencia de Agrietamiento en Campo	29
1.5.2 Modos de Deslizamiento de las Superficies de las Grietas	31
1.6 Algunos Efectos Sísmicos en Presas	35
1.7 Análisis de Esfuerzos y Deformaciones	39
1.7.1 Descripción General del Método	39
REFERENCIAS	43
CAPITULO II. INSTRUMENTOS Y EQUIPO	45

2.1	Introducción	46
2.2	Medidores de Deformación	48
2.2.1	Sistemas Topográficos	50
2.2.2	Sistemas Hidráulicos	58
2.2.3	Sistemas Eléctricos y Mecánicos	63
2.3	Medidores de Presión de Poro	74
2.3.1	Necesidad de Sistemas Piezométricos	75
2.3.2	Descripción de los Piezómetros	75
2.4	Medición de Presiones Totales	80
2.4.1	Factores que Afectan las Mediciones en Celdas	85
REFERENCIAS	89
CAPITULO III. PROYECTO DE INSTRUMENTACION		90
3.1	Introducción	91
3.2	Razones para Utilizar Instrumentación	91
3.2.1	Control de Construcción, Planeado Durante la Fase de Diseño	94
3.2.2	Control de Construcción, Planeado Durante la Fase de Construcción	95
3.2.3	Seguridad	95
3.2.4	Diagnosticando la Naturaleza Específica de un Evento Adverso	96
3.2.5	Verificación de lo Adecuado del Diseño	96
3.2.6	Probando la Adecuación de una Nueva Técnica de Construcción	97

3.2.7	Verificación del Funcionamiento a Largo	
	Plazo	97
3.2.8	Verificación del Funcionamiento Satisfactorio	
	bajo Cargas Dinámicas	98
3.2.9	Verificación del Cumplimiento del Contratista	
	con las Especificaciones	98
3.2.10	Avance del Estado de Diseño	99
3.2.11	Razones Legales	99
3.3	Planeación de la Instrumentación	100
3.3.1	Método de Observación	102
3.4	Tipos de Medidas Requeridas	104
3.5	Selección del Tipo de Instrumento	106
3.6	Diseño del Proyecto	110
REFERENCIAS	119
CAPITULO IV.	INSTALACION Y OPERACION	120
4.1	Introducción	121
4.2	Instalación de Referencias Topográficas ...	123
4.3	Instalación de Testigos de Cimentación	124
4.4	Inclinómetros	125
4.4.1	Instalación	125
4.4.2	Toma de Lecturas y Cálculo	129
4.5	Extensómetros	139
4.5.1	Instalación	141
4.5.2	Toma de Lecturas y Cálculo	142

4.6	Piezómetros	144
4.6.1	Piezómetros Abiertos (instalación)	144
4.6.2	Operación	146
4.6.3	Piezómetros Neumáticos (instalación)	148
4.6.4	Operación	152
4.7	Celdas de Presión	156
4.7.1	Instalación	156
4.7.2	Toma de Lecturas y Cálculo	160
CAPITULO V.	OBSERVACION DEL COMPORTAMIENTO	164
5.1	Introducción	165
5.2	Presa Guadalupe	169
5.2.1	Antecedentes	169
5.2.2	Geología	168
5.2.3	Instrumentación	171
5.2.4	Análisis de Desplazamientos	17
5.2.5	Análisis de Presión de Poro	180
5.2.6	Análisis de Deformaciones y Presiones Totales	184
5.2.7	Análisis de Esfuerzos y Deformaciones	191
5.2.8	Resultados	197
REFERENCIAS	210
CONCLUSIONES	211
BIBLIOGRAFIA	215

I n t r o d u c c i ó n

Las presas de tierra y enrocamiento son estructuras de comportamiento mecánico muy complejo, lo que explica que los métodos para su análisis y diseño hayan progresado tan lentamente, y que a veces, se haya tenido que pagar el alto precio de una falla catastrófica o de un diseño excesivamente conservador.

Mientras las presas pudieron ubicarse en sitios geológicamente ventajosos y su altura fue moderada, los métodos existentes cumplían satisfactoriamente con los requerimientos; sin embargo al requerirse construir presas en boquillas de geología cada vez más desfavorable y compleja, con alturas mayores y en zonas donde el costo de una posible falla se incrementó notablemente, hizo imperativo mejorar los métodos de análisis y diseño de éstas estructuras. El desarrollo de las diversas ramas de la ingeniería que intervienen en la construcción y operación de éstas obras aportaron sucesivamente su contribución a ese fin. Sin embargo, todo método de análisis o de diseño debe ser validado o comprobado mediante su confrontación con observaciones reales preferentemente a escala natural, para dar validez a las hipótesis y técnicas innovadoras.

En la evolución del diseño de presas, el momento actual puede caracterizarse, precisamente, por el predominio de la necesidad de comprobar los métodos de análisis en particular - los de desarrollo más reciente; sólo si se satisface esta necesidad será posible construir grandes presas en las más diversas condiciones geológicas con costos y riesgos aceptables. Siendo las Dependencias del Gobierno Federal (SARH y CFE) las encargadas de la construcción y operación de las obras hidráulicas con que cuenta México, resultan al mismo tiempo las responsables de la seguridad de éstas, de ahí que ambas Dependencias hayan venido desarrollando técnicas y programas de observación acordes a la magnitud de las obras, para tener elementos de juicio que permitan valorar la seguridad de las estructuras durante su construcción y operación, obteniéndose además información que pueda ser utilizada en futuros proyectos. Esta tesis, describe en forma general el desarrollo de un programa de observación en presas de tierra y enrocamiento, principia en el Capítulo I identificando las causas más probables de falla en estructuras de este tipo, mencionando algunas de las incertidumbres que se tienen derivadas de la etapa de diseño; lo cual provee la razón fundamental para el uso de instrumentación en presas. El Capítulo II, es un compendio sobre los instrumentos utilizados con más frecuencia por las Dependencias Oficiales, mencionándose los principios básicos de operación, ventajas, desventajas,-

alcances y limitaciones de éstos. Aunque existen varias formas de clasificar a los instrumentos, en este capítulo han sido catalogados en función de las medidas que aportan, teniendo de ese modo los siguientes tres grupos: medidores de deformación, medidores de presión de poro y medidores de presiones totales; existe un cuarto grupo que incluye a los aparatos que registran las características dinámicas de los sismos, pero estos no han sido incluidos debido a la complejidad de su funcionamiento y de los principios que lo gobiernan, considerando que estos requieren un estudio más profundo del que aquí pueda hacerse.

En el Capítulo III, se ilustran los conceptos que deben manejarse para distribuir los instrumentos en forma adecuada, a fin de observar los aspectos significativos de los fenómenos previstos, es decir el diseño de la instrumentación, se incluye también un resumen del "Método de Observación" propuesto por Peck (1970), el cual contempla todos los aspectos básicos para que un programa de observación llegue al éxito.

Algunas sugerencias para la correcta instalación de los instrumentos, a fin de evitar que la presencia de éstos altere en forma significativa las condiciones circundantes existentes, son propuestos en el Capítulo IV, junto con los procedimientos para procesar y presentar en gráficas la información

que los distintos aparatos aportan.

Por lo que respecta al Capítulo V, éste describe el punto -- culminante de un programa de observación en presas de tierra y enrocamiento, que es el análisis del comportamiento observado, basado en la información suministrada por la instrumentación y su posterior confrontación con valores preestablecidos por métodos teóricos. Se ha elegido para ilustrar este capítulo, la evaluación del comportamiento registrado por la Presa "Guadalupe" (SARH) en el Estado de México, cuya información ha sido proporcionada gentilmente a través de la Subdirección de Investigación y Desarrollo Experimental de dicha dependencia, aclarando que los juicios y/o conclusiones que de esta información se desprenden, son responsabilidad exclusiva de los sustentantes.

Capítulo I

Identificación de los Mecanismos

de Falla

1.1 Introducción

El proyecto o diseño de una presa de tierra y enrocamiento - consiste en la determinación, sobre bases racionales, de todos los detalles referentes a localización, geometría y constitución de la cortina y estructuras colaterales; sin embargo, el número de variables es tan grande, y las relaciones - entre unas y otras pueden ser tan sutiles, que hacen imposible la evaluación formal de los efectos de todas ellas al -- proyectar una obra de esta naturaleza, de acuerdo con Marsal y Reséndiz "la solución en el diseño, en ningún caso es independiente de factores subjetivos como la experiencia y preferencias del proyectista o de su interpretación del comportamiento de obras en circunstancias similares".¹

Existen numerosas razones para usar instrumentación en presas, una de ellas, tiene que ver con los conceptos antes mencionados, ya que primeramente la instrumentación se concibe como una forma de aclarar las incertidumbres y verificar las hipótesis utilizadas en la etapa de diseño. Un programa de - instrumentación por lo tanto, identificará antes que nada todas las posibilidades o mecanismos de falla que puedan desarrollarse, "pudiendo definir de esta manera los parámetros a medir para detectar los síntomas y los sitios más apropiados para la instalación de los instrumentos".²

CAUSAS DE FALLAS EN PRESAS

(A) FALLAS ESTRUCTURALES.

(B) DEBIDAS A DERRAMES SOBRE LA CORTINA, POR INSUFICIENCIA DE CAPACIDAD DEL VERTEDOR DE DEMASIAS.

(1) INCREMENTO DE ESFUERZOS CORTANTES, QUE CAUSA DISMINUCION DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

(2) PERDIDA GRADUAL DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE. HINCHAMIENTO DE LA ARCILLA EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA, A MENUDO COMBINADO CON VACIADO RAPIDO (1b)

(3) LICUACION O PERDIDA RAPIDA DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE, EN ARENA SUELTA. (GENERALMENTE EN EL LADO DE AGUAS ARRIBA, EN EL CUERPO DE LA PRESA O EN LA CIMENTACION, O EN AMBOS).

(4) TUBIFICACION A TRAVES DE LA CORTINA

(5) TUBIFICACION A TRAVES DE LA CIMENTACION

(a) DURANTE LA CONSTRUCCION A POCO TIEMPO DESPUES. GENERALMENTE DEBIDA A ARCILLA SUAVE EN LA CIMENTACION.

(b) DURANTE VACIADO RAPIDO TALUD DE AGUAS ARRIBA

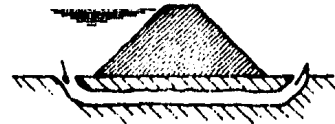


FIG. 1.1 CAUSAS DE FALLA EN PRESAS (A. Casagrande)

Se incluye dentro de este primer capítulo una breve descripción de los mecanismos de falla, que la experiencia muestra como los principales causantes del mayor número de casos de comportamiento insatisfactorio en presas de tierra y enrocamiento, así como las causas probables que los provocan y la forma como éstos se desarrollan a lo largo de la construcción y operación de estas obras.

1.2 Causas Potenciales de Falla

La confianza de los Ingenieros en cierta clase de estructuras se basa, en gran medida, en el comportamiento satisfactorio de gran número de ejemplares de igual tipo.

Es por ello que resulta de utilidad revisar la información existente sobre el comportamiento insatisfactorio de presas, los estudios realizados por Middlebrooks³ (1953) en los EEUU principalmente pueden darnos una idea de las causas más importantes de falla, las tablas de la 1.1 a la 1.4 han sido tomadas de esa publicación.

La tabla 1.1 muestra que el evento que ha causado el mayor número de fallas en presas de tierra es el desbordamiento, debido principalmente a la incapacidad de la cortina para operar como estructura vertedora (propiciándose así la ero---

Tabla 1.1 Resumen de las causas más importantes de falla (según Middlebrooks, 1953)

CAUSAS DE LA FALLA PARCIAL O TOTAL	PORCENTAJE DEL TOTAL
Desbordamiento	30
Flujo de agua	25
Deslizamientos	15
Fugas en conductos enterrados	13
Erosión de taludes	5
Otras causas	7
Causas desconocidas	5

Tabla 1.2 Relación entre el porcentaje de fallas y la edad de los presas (según Middlebrooks, 1953)

EDAD DE LA PRESA EN AÑOS	CAUSAS DE LA FALLA PARCIAL O TOTAL			
	Desbordamiento	Fugas en conductos	Flujo de agua	Deslizamientos
0-1	9	23	16	29
1-5	17	50	34	24
5-10	9	9	13	12
10-20	30	9	13	12
20-30	13	5	12	12
30-40	10	4	6	11
40-50	9	0	6	0
50-100	3	0	0	0

Tabla 1.3 Porcentaje de fallas en diferentes épocas (según Middlebrooks, 1953)

AÑOS	CAUSAS DE LA FALLA PARCIAL O TOTAL				Total
	Desbordamiento	Flujo de agua	Fugas en conductos	Deslizamientos	
1850-60	0	0	0	0	0
60-70	0	0	7	0	1
70-80	0	6	7	0	3
80-90	6	4	11	3	5
1890-1900	12	11	21	3	13
00-10	23	19	18	16	17
10-20	22	15	18	23	21
20-30	14	13	18	26	16
30-40	11	8	0	23	10
40-50	9	6	0	3	8
1950	3	8	0	3	4

sión), y a las severas limitaciones de información hidrológica para el diseño. Observese en la tabla 1.3 los altos porcentajes de fallas por desbordamiento entre 1890 y 1930. En este trabajo no se discutirá este tipo de falla debido a que su estudio debe hacerse desde el punto de vista hidrológico, el cual escapa de los alcances de este trabajo.

La segunda causa importante de fallas en presas de tierra es la acción perjudicial del flujo de agua a través de la cortina o la cimentación, si se conviene en que los daños por conductos enterrados son, de hecho atribuibles a la misma causa, observemos que el porcentaje por lo que llamaríamos flujo incontrolado a través de la cortina o cimentación se incrementa notablemente.

Respecto a los deslizamientos, responsables también de un alto porcentaje de fallas, los que con mayor frecuencia se presentan son los que afectan a la cimentación, los taludes de la cortina y taludes naturales dentro del vaso.

Otra causa frecuente de daño es la erosión de taludes cuando éstos no están adecuadamente protegidos, ya sea contra lluvia en el caso de los taludes aguas abajo o contra oleaje en los taludes aguas arriba.

Tabla 1.4 Frecuencia de diversos daños observados en prototipos de presas de tierra y enrocamiento sujetos a sismo*

Tipo de daño	Nº de casos **	Frecuencia relativa, en porcentaje
1. Deslizamiento o distorsión de la cimentación y/o del terraplén por esfuerzo constante ***	93	59.5
2. Agrietamiento		
a) Transversal, inducido por asentamientos diferenciales	12	7.5
b) Transversal, no atribuible a asentamientos diferenciales ****	7	4.5
c) Longitudinal, no atribuible a 1	3	2
d) Suma	22	14
3. Pérdida de bordo libre por densificación del terraplén o de la cimentación	9	6
4. Ruptura de conductos enterrados	7	4.5
5. Corte del terraplén por falla geológica	4	2.5
6. Deslizamientos o derrumbes de ladera	3	2
7. Desbordamiento por oscilación del embalse	2	1.3
8. Cambio de nivel de fondo del vaso	1	0.7
9. Falla por mecanismo desconocido	15	9.5

* En todos los casos, la intensidad local es al menos VI en la escala de Mercalli modificada. Se incluyen casos de estructuras similares a las presas, como terraplenes y caminos.

** En muchas estructuras se han presentado simultáneamente varios mecanismos de daño. Cada uno de ellos constituye un caso en esta tabla.

*** En 69 por ciento de los casos registrados con daños por este mecanismo ocurrió además agrietamiento longitudinal muy conspicuo.

**** Si se contara con más datos cuantitativos (por ejemplo, nivelaciones a lo largo de la corona antes y después del sismo), probablemente se hallaría que algunos de estos casos pasarían a clasificarse en el concepto 2a.

FALLAS DE PRESAS CONSTRUIDAS EN MEXICO 4

Causas de falla parcial o total

Desbordamiento

EL CONEJO Y LA LLAVE, Guanajuato (1975) presas localizadas en la misma cuenca.

Gran número de casos en bordos, por insuficiencia o carencia de vertedor

Flujo de agua

DIQUE LAGUNA, sistema Necaxa, Puebla (1969): erosión interna por la cimentación.

LA ESCONDIDA, Tamaulipas (1972), erosión por la masa de suelo compactado

Deslizamientos

DIQUE PESCADITOS, proyecto Pte. Miguel Alemán, Oaxaca (1953) por la cimentación, a consecuencia de lluvia intensa, ambos taludes.

DIQUE de EL ESTRIBON, Jalisco (1970), por la cimentación, talud aguas arriba, después de 18 años de operación

Fugas en conductos enterrados

SANTA ANA, Hidalgo (1952), se menciona esta causa entre las posibles analizadas

Erosión de Taludes

ABELARDO L. RODRIGUEZ (Hermosillo), Sonora, y EL AZUCAR, Tamaulipas, ambos por oleaje intenso y prolongado

UNION-CALERA, Guerrero, oleaje inducido por sismo

Otras Causas

NECAXA, Puebla (1909), de relleno hidráulico; licuación de la masa, deslizamiento del talud aguas arriba durante la construcción

TLALPUJAHUA, Edo. de México (1940), relleno hidráulico de mina; licuación inducida probablemente por sismo

CACALOAPAN, Puebla (1952): fuertes grietas por asentamiento diferencial

Los daños provocados por efectos sísmicos han sido descritos en varias publicaciones, los mecanismos de daño o falla durante el sismo han sido resumidos en la tabla 1.4.

Es notable la alta frecuencia de daños atribuibles a deslizamientos o distorsiones por cortante. Por lo tanto la experiencia indica que en el análisis de la confiabilidad sísmica de una presa debe darse especial atención al mecanismo de falla por deslizamiento. Sin embargo es evidente que no todos los otros mecanismos tienen probabilidad despreciable, como implícitamente parece considerarse a veces. De la tabla 1.4 puede concluirse que además del deslizamiento por cortante, deben de considerarse de manera explícita al menos los siguientes mecanismos de falla: agrietamiento transversal; pérdida de bordo libre; rotura de conductos enterrados; daños por deslizamiento en fallas feológicas y por derrumbes en laderas. A continuación se presentan y describen en forma general los mecanismos de falla más comunes en presas.

1.3 Deslizamiento

Cuando en una o más superficies continuas de un terraplén -- y/o su cimentación, el valor medio de los esfuerzos cortantes es igual a la resistencia media disponible ocurre lo que se llama un deslizamiento o falla por cortante, se manifiesta

ta físicamente desde una distorsión más o menos notoria hasta un deslizamiento masivo del talud.

El diseño contra deslizamiento tiene por objeto verificar -- que la inclinación de los taludes no sea tan grande que resulte en valores esperados muy altos de los daños por deslizamiento, ni tan pequeña que de lugar a un costo inicial excesivo.

En la actualidad las herramientas cuantitativas para el análisis se reducen a dos: a) el cálculo de esfuerzos y deformaciones de reciente desarrollo y que es una solución numérica a las ecuaciones de equilibrio de la mecánica del medio continuo (elemento finito) y b) la determinación por análisis - límite, de la relación entre esfuerzo cortante y resistencia a lo largo de superficies supuestas de deslizamiento para hallar el factor de seguridad mínimo.

El primer método cada día está más cerca de ser satisfactorio y está basado en la técnica numérica llamada elemento finito. Esta técnica se ha desarrollado y extendido a muchas áreas ingenieriles, de este capítulo se incluye un pequeño resumen del método, el cual contempla las hipótesis y principios básicos.

1.3.1 Condiciones de Estabilidad durante la Vida de una Presa

Las solicitaciones a las que se ve sometida una presa durante su vida pueden ser de distinta índole, sin embargo para fines de estabilidad se suelen considerar cuatro condiciones las cuales son consideradas como críticas, debido a que es en estas condiciones donde se ponen a prueba y se verifican los criterios utilizados contra el deslizamiento. Y son los siguientes:

- Al final de la construcción
- A largo plazo y con presa llena
- Durante vaciado rápido
- Bajo excitación sísmica

Juárez Badillo y Rico Rodríguez⁵ ofrecen una idea de lo que sucede en el primer caso, de su publicación se toma la figura 1.2 .

De esta figura podemos inferir que las variaciones de esfuerzo actuante son tales que generalmente el factor de seguridad de la cortina contra deslizamiento disminuye al progresar la construcción. Al final de ésta, el factor de seguridad es tanto menor cuanto mayor haya sido el grado de saturación

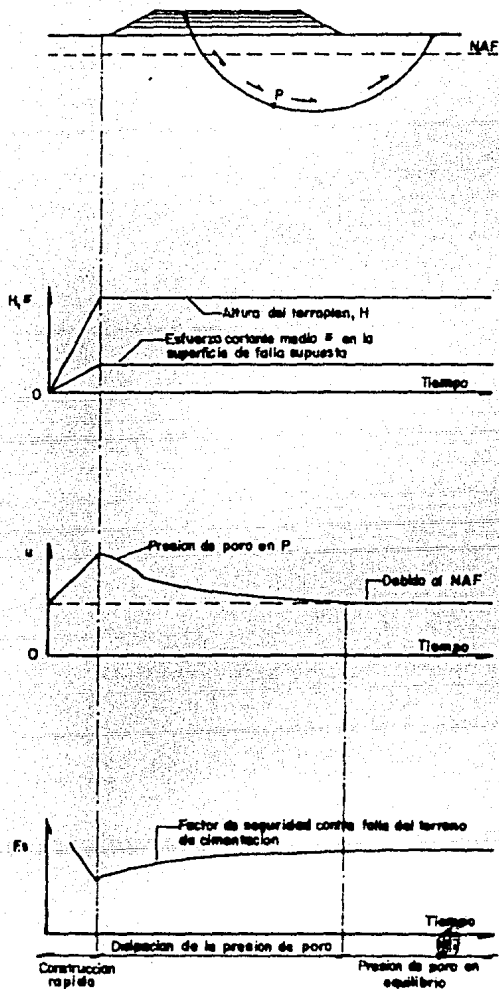


FIG. 1.2 CONDICION DE ESTABILIDAD DE UN TERRAPLEN RESPECTO AL TIEMPO

ción del suelo compactado y cuanto menor haya sido la rapidez de disipación de la presión de poro. Es usual analizar la estabilidad en esta condición en términos de esfuerzos totales suponiendo que no hay disipación de presión de poro.

A largo plazo y con presa llena. Al llenarse la presa, los esfuerzos actuantes en la cortina aumentan y el desarrollo del flujo de agua hace incrementar paulatinamente las presiones de poro en las zonas próximas a la base de la cortina -- hasta hacerlas máximas cuando se alcanza la condición de flujo establecido. Para Marsal y Reséndiz lo más comunmente en estos casos es hacer el análisis de estabilidad en términos de esfuerzos efectivos a partir de la resistencia consolidada drenada de especímenes representativos.

Durante vaciado rápido. Cuando el vaciado rápido tiene lugar, ocurre dentro de la presa un flujo variado del agua hacia la superficie del talud aguas arriba y aguas abajo, en el primer instante del vaciado que se supone completo, el factor de seguridad disminuye al desaparecer el efecto estabilizador que producía el peso de la masa de agua que ahora ha descendido, comenzando de inmediato el flujo de agua del interior de la cortina y, desde que éste comienza, el factor de seguridad va creciendo de manera que cuando acaba de salir al exterior llega a ser inclusive mayor de lo que era an

tes del vaciado, así pues se puede concluir que el momento de peligro corresponde al momento en que se produce el vaciado rápido.

Por lo que se refiere al aspecto sísmico involucrado con la estabilidad o deslizamiento de taludes, éste se tratará más adelante.

1.4 Flujo incontrolado

Los efectos nocivos del flujo de agua pueden ser la causa directa de colapso cuando producen tubificación, reblandecimiento o subpresión, excesiva en alguna parte de la estructura o de su cimentación, y pueden provocar la falla indirectamente cuando el agua actúa como agente erosivo, previa aparición de grietas en las porciones impermeables de la cortina, o rotura de conductos enterrados.

1.4.1 Permeabilidad del vaso

El caso más obvio de falla de una obra de almacenamiento sería el consistente en la fuga del agua a través de conexiones permeables del vaso con el exterior. Estas conexiones generalmente están constituidas por fracturas, contactos permeables o conductos de disolución, otra causa potencial de -

fugas es la disolución de rocas como el yeso, que son rápidamente atacadas por el agua, particularmente si éstas tienen altos contenidos de bióxido de carbono.

Contra tales eventualidades no es posible dar procedimientos de análisis o diseño, salvo la recomendación de estudiar conienzudamente todos los detalles geológicos regionales y locales.

1.4.2 Tubificación

El término tubificación se refiere al arrastre rápido de las partículas de suelo, ocasionado por una corriente de agua -- que escapa del almacenamiento a través de un conducto, en -- forma de tubo, que se desarrolla a través del material de cimentación o del cuerpo de la cortina.

La tubificación a través de la cortina puede comenzar en el talud de aguas abajo, o bien en una grieta transversal, por donde el agua fluye abriendo un túnel que de no descender el nivel del agua en el vaso, puede causar la falla de la estructura.

La tubificación a través de la cimentación comienza generalmente en el lado de aguas abajo, junto a la cortina, y la e-

rosión progresa hacia aguas arriba, labrando un conducto. -- Una vez que este conducto ha llegado al lado de aguas arriba, la erosión puede avanzar rápidamente y provocar la falla de la presa. En algunos casos la erosión se inicia en grietas interiores ocasionadas por el asentamiento de materiales suaves que se encuentran bajo materiales duros; estos últimos ejercen una acción de arqueo, formándose una bóveda, que origina un espacio abierto por donde se produce una concentración de flujo.

La susceptibilidad a la tubificación de un suelo compactado depende de la cohesión y granulometría del mismo, y por lo tanto es función del tipo de material, vease la tabla 1.5, de la energía de compactación y del contenido de agua de colocación, principalmente.

El control del contenido de agua de compactación es importante en la prevención de daños por tubificación, principalmente a causa de su influencia en la permeabilidad de los suelos compactos. Un terraplén construido sin control adecuado del contenido de agua resultará heterogéneo y ofrecerá condiciones favorables para el desarrollo de concentraciones de flujo. Además, si se compacta uniformemente pero con muy bajo contenido de agua, resultará con permeabilidad inicial relativamente alta y las partículas tendrán tendencia a la dis

TABLA 1.5

RESUMEN DE LA EXPERIENCIA ACTUAL SOBRE LA SUSCEPTIBILIDAD DE LOS SUELOS A LA TUBIFICACION °

Gran resistencia a la tubificación

1. Arcillas muy plásticas ($lp > 15\%$), bien compactadas
2. Arcillas muy plásticas ($lp > 15\%$), con compactación deficiente.

Resistencia media a la tubificación

3. Arenas bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media ($lp > 6\%$), bien compactadas.
4. Arenas bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media ($lp > 6\%$), deficientemente compactadas.
5. Mezclas no plásticas bien graduadas y bien compactadas, de grava, arena y limo ($lp < 6\%$)

Baja resistencia a la tubificación

6. Mezclas no plásticas bien graduadas y deficientemente compactadas, de grava, arena y limo ($lp < 6\%$).
7. Arenas limpias, finas, uniformes ($lp < 6\%$), bien compactadas.
8. Arenas limpias, finas, uniformes ($lp < 6\%$), deficientemente compactadas.

persión, lo que aumenta el riesgo de erosión interna. Por otra parte, a mejor compactación corresponde, en igualdad de circunstancias, mayor resistencia a la tubificación.

Aparte de la selección del material y de los métodos de construcción más apropiados, la medida usual para prevenir el desarrollo de la tubificación consiste en la colocación de filtros aguas abajo de la zona que se pretende proteger.

Cuando el dominio de flujo es estratificado, como ocurre con frecuencia en las cimentaciones de presas figura 1.3, hay -- concentraciones de flujo a lo largo de los estratos permeables. Si estos están constituidos por suelos finos poco plásticos, el peligro de erosión interna es inminente. También puede ocurrir que, si el estrato superficial es de muy baja permeabilidad, la subpresión en él lleque a ser suficientemente grande para producir su rotura o para poner en peligro la estabilidad de la cortina. En estos casos, más que en los de dominios homogéneos, existe la agravante de que el problema pueda permanecer oculto hasta que su consecuencia sea --- irreparable, a menos que: a) se localicen, aforen y observen continuamente las salidas del flujo aguas abajo de la presa, de modo que puedan identificarse los incrementos de gastos o de turbidez que pueden ser indicios de erosión interna, y se instalen piezómetros que permitan intuir en todo momento --

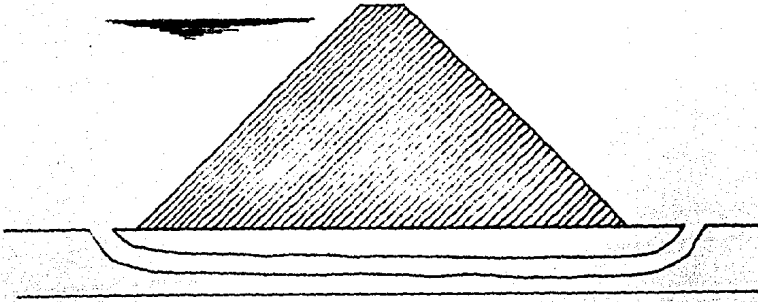
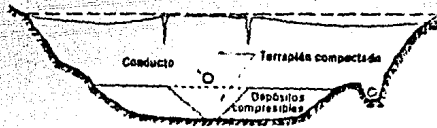
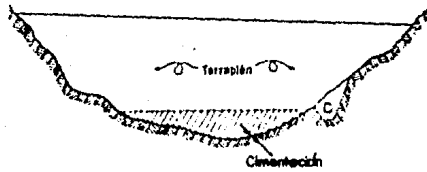


FIG.1.3 Tubificación a través de la cimentación de un suelo estratificado



- a) Agrietamiento debido a sustitución de depósitos naturales compresibles por suelo bien compactado en trinchera, para servir de apoyo a un conducto enterrado.



- b) Alternativa aceptable para alojamiento de un conducto bajo el terraplén

FIG.1.4 Conductos enterrados a través de un terraplén

las condiciones de estabilidad de los estratos superficiales de la cimentación aguas abajo de la presa, o bien, b) se instalen pozos de alivio que corten el estrato o estratos permeables en todo su espesor.

1.4.3 Conductos enterrados

La colocación de un conducto de agua (generalmente perteneciente a la obra de toma) a través de un terraplén o de una cimentación deformable figura 1.4, lleva implícitos riesgos de tres clases: a) fugas a través de juntas o fisuras, con sus consecuencias en las propiedades de los suelos que lo reciben; b) fallas estructurales del ducto por incompatibilidad a deformación con el medio en que yace, o por excesiva presión de contacto con el mismo, y c) vías para el agua entre el ducto y el terreno, favorecidas por la compactación deficiente y por la incompatibilidad a deformación. Por lo que no es recomendable instalar conductos a través del cuerpo de un terraplén o cimentación compresible.

1.5 Agrietamiento

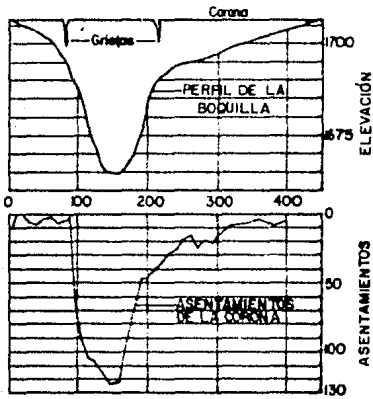
Hasta hace algún tiempo se pensaba que las grietas se desarrollaban únicamente en presas de construcción deficiente o cuando las condiciones topográficas y/o geológicas eran espe

cialmente desfavorables, estudios recientes, demuestran que las grietas ocurren en presas altas a pesar de la buena práctica en la construcción, y que el agrietamiento se desarrolla principalmente durante el período inicial de la vida de una presa, cuando ocurren en el terraplén deformaciones grandes a una velocidad relativamente alta.

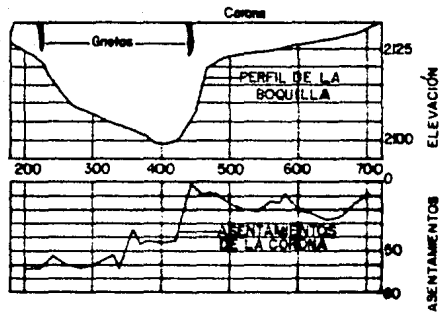
El agrietamiento puede deberse a cualquier fenómeno que induzca tensión en las zonas impermeables, como asentamientos diferenciales de la cortina, flexión de la sección impermeable, secado o deficiente colocación de materiales con propiedades esfuerzo deformación diferentes; pero son quizá, los asentamientos desiguales de diversas zonas de la cortina los responsables del mayor número de casos de agrietamiento, figura 1.5.

Las grietas por la orientación que tienen pueden dividirse básicamente en dos: longitudinales y transversales, siendo éstas segundas las que con mayor frecuencia presentan problemas serios; debido a que dejan paso libre al agua a través del corazón impermeable, y se ha observado que en muchas ocasiones este fenómeno se relaciona íntimamente con fallas por tubificación (Pohlentz 1971)⁷.

Las grietas transversales, ocurren cuando los estratos com--



a) PRESA EXCAME (Zacatecas)



b) PRESA TRUJILLO (Zacatecas)

FIG. 1.5 AGRIETAMIENTO DEBIDO A ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

presibles de la cimentación o las zonas impermeables del terrapién presentan, a lo largo del eje de la cortina, cambios bruscos de compresibilidad, o de dimensiones, figura 1.6. -- También pueden sobrevenir como consecuencia del defasamiento de deformaciones cuando se construye una sección de cierre.

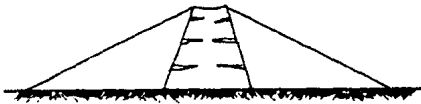
El agrietamiento longitudinal es generalmente menos peligroso que el transversal, excepto en presas con corazón inclinado, en las cuales ambos casos son igualmente graves. Como -- contrapartida, las grietas longitudinales son más frecuentes, al menos en presas de sección compuesta por una zona -- central impermeable y respaldos de enrocamiento colocado a -- volteo. En estos casos, la compresión de los respaldos por -- reacomodo o rotura de partículas, da lugar a grandes esfuerzos cortantes en los contactos con el corazón de arcilla, -- que pueden ser suficientes para crear tensión en éste cerca de la corona.

Se ha sugerido que el fenómeno inverso (es decir, mayor compresibilidad del corazón impermeable que de los enrocamientos) también puede dar lugar a grietas horizontales a través del corazón, debido a arqueado inducido por el desarrollo de -- esfuerzos cortantes en el contacto con los enrocamientos.

Las deformaciones diferenciales de la cimentación son la cau



a) ENROCAMIENTO MAS COMPRESIBLE QUE EL CORAZON IMPERMEABLE



b) CORAZON IMPERMEABLE MAS COMPRESIBLE QUE EL ENROCAMIENTO

FIG. 1.6 AGRIETAMIENTO DEBIDO A DIFERENCIAS DE COMPRESIBILIDAD DE UNA SECCION COMPUESTA

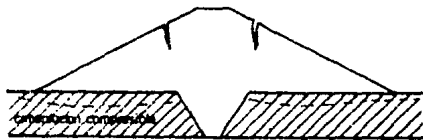


FIG. 1.7 GRIETAS LONGITUDINALES POR DEFORMACION DIFERENCIAL DE LA CIMENTACION

sa mas frecuente de grietas longitudinales en una cortina; - la figura 1.7 ilustra los casos en que con mayor probabili-- dad se desarrollarían grietas por esta causa. Cuando la zona de tensión ocurre en la parte inferior de la cortina, la --- existencia de grietas sólo puede sospecharse por las condi-- ciones de deformación o por otros indicios, como la pérdida del agua de perforación si se hacen exploraciones profundas en la zona impermeable.

1.5.1 Evidencia de Agrietamiento en Campo

Los estudios tendientes a analizar el agrietamiento en presas son en la actualidad un poco escasos. Sherard (1952) estudió los casos de seis presas que desarrollaron agrietamiento transversal, encontrando que los factores que más se asocian a este tipo de fenómeno son:

- 1) Bajo contenido de agua durante la construcción.
- 2) Calidad de los materiales de construcción.
- 3) Laderas escarpadas.

Por su parte Marsal, en México, estudió algunos casos en el que se desarrollaron agrietamientos longitudinales sobre la frontera entre el corazón y las zonas permeables, asociando la ocurrencia de este tipo de agrietamiento con el llenado del embalse ó con precipitación intensa. Sainz Ortiz⁸ (19---

67). presento mediciones de campo efectuadas en un terraplén de prueba construido sobre un estrato de arcilla blanda compresible, donde se presentaron grietas longitudinales debidas a las grandes deformaciones del terraplén.

Algunas ponencias un poco superficiales han intentado darle mayor objetividad al problema de agrietamiento y a su interrelación con los cálculos de estabilidad, Terzachi analizó el estado de esfuerzos de terraplenes sobre cimentaciones horizontales rígidas sujetas a peso propio; suponiendo un estado de equilibrio plástico activo dentro del suelo, encontró que debía existir una zona de tensión en la parte superior del terraplén que se extiende a una profundidad máxima de:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma} (\tan 45^\circ + \phi/2)$$

En el análisis de la estabilidad, supuso que una grieta se desarrollaría hasta la profundidad z_c .

Reséndiz y Zonana (1969) encontraron que en taludes de materiales de alta deformabilidad elástica y pequeña deformación de falla a la tensión inevitablemente ocurre agrietamiento y que este afecta elásticamente el mecanismo de falla del talud y al factor de seguridad.

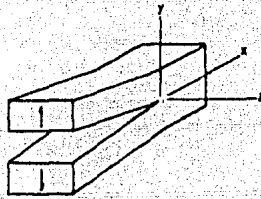
Otros estudios sobre agrietamientos debidos a Naráin, Hasega wa e Ikenty Nonveiller y Anacnosti pueden consultarse en las referencias 9 y 10.

De observaciones sobre el comportamiento de presas se sabe que la configuración de las laderas es el factor más importante en el desarrollo de esfuerzos de tensión (Gamboa y Benassini 1967).

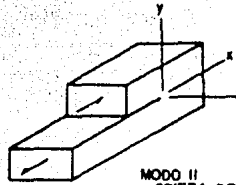
1.5.2 Modos de Desplazamiento de las Superficies de las Grietas

La figura 1.8 muestra las tres formas básicas de desplazamientos en superficies de grietas.

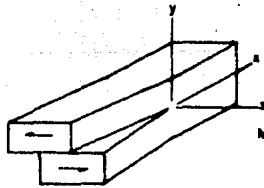
En el modo I, de agrietamiento por tensión, las superficies de la grieta se separan entre sí. El movimiento es causado por fuerzas de tensión normales a las caras de la grieta y puede ocurrir bajo condiciones planas de esfuerzos o deformaciones. El modo II, de agrietamiento por cortante, se caracteriza por desplazamientos en los que las superficies de la grieta se deslizan una sobre la otra en dirección perpendicular a la arista de la grieta, y es causado por esfuerzos cortantes en la dirección del movimiento; puede ocurrir también bajo condiciones planas de esfuerzo o de deformación unita-



MODO I
GRIETA DE TENSION



MODO II
GRIETA DE CORTANTE



MODO III
GRIETA DE CORTANTE POR TORSION

FIG. 1.8 Modos básicos de desplazamientos de la superficie de la grieta

ria. En el modo III que también es de cortante, las superficies de la grieta se deslizan una sobre otra en dirección paralela a la arista de la grieta.

Estos modos de agrietamiento se pueden desarrollar en estructuras de tierra. El modo I ocurre, por ejemplo en las partes superiores de cortes verticales, en la base de terraplenes -- sobre una cimentación muy deformable, en la corona de las -- presas de tierra y enrocamiento cerca de las laderas, y en -- su interior, próxima a cambios abruptos en la pendiente de -- la ladera. Pueden también presentarse en cualquier lugar de -- la presa donde existan capas alternadas de materiales con -- propiedades esfuerzo-deformación diferentes.

La mayoría de las grietas ocurren en las superficies de deslizamiento perteneciente al modo II, aunque algunos deslizamientos suelen iniciarse con grietas del modo I. De acuerdo con Bjerrum¹¹, el fenómeno de falla progresiva en arcilla y lutitas preconsolidadas puede ser considerado como un caso de propagación de una grieta de corte. Este tipo de agrietamiento también puede involucrar las grietas longitudinales que aparecen en las presas de enrocamiento a lo largo de las --- fronteras entre materiales de diferente naturaleza.

Las grietas del modo III al parecer provocadas por torsión -

no son muy importantes en terraplenes.

Las grietas que pertenecen al modo I se producen más fácilmente durante el período de construcción o poco después de haberse terminado un terraplén, pero puede aparecer en cualquier momento por efectos dinámicos.

Las grietas del modo II se generan casi siempre en arcillas blandas ya sea durante la construcción o poco después de ella, pero en arcillas fuertemente preconsolidadas suelen desarrollarse muchos años después.

Generalmente, los estados de esfuerzo que provocan la formación de grietas en presas de tierra y enrocamiento están asociados con uno o más de los siguientes factores:

- a) Deformaciones debidas a peso propio en la dirección-transversal de la boquilla.
- b) Cambios abruptos.
- c) Grandes deformaciones causadas por saturación.
- d) Alta velocidad de deformación provocada por llenado-rápido.
- e) Esfuerzos transitorios inducidos por temblores o cargas dinámicas.
- f) Diferencias significativas en las propiedades mecáni

cas de los materiales en zonas o capas adyacentes.

Debido a que las grietas de tensión son ocasionadas por esfuerzos de tensión, el énfasis principal de las investigaciones de agrietamiento es determinar las zonas de la presa en las que se desarrollan dichos esfuerzos.

Existe otro tipo de agrietamiento: el debido al secado de suelos; aunque esas grietas también son de tensión, el origen de los esfuerzos que provocan es diferente. Este tipo de agrietamiento en general es de poca importancia en presas altas de tierra y enrocamiento.

1.6 Algunos Efectos Sísmicos en Presas

La tabla 1.4 mencionada en incisos anteriores, puede darnos una idea general del comportamiento observado en presas de tierra y enrocamiento en presencia de cargas sísmicas. Es evidente que la manifestación más inmediata que del sismo se desprende es la que provoca deslizamientos o distorsiones en taludes, que junto con el agrietamiento, conforman más del 70% de los casos de falla debidos a sismo. Una clasificación basada en la frecuencia de aparición de fallas por sismo es resumida por R. J. Marsal y Reséndiz¹² de la siguiente manera:

- a) Deslizamiento o grandes distorsiones plásticas por esfuerzo cortante en la cortina o su cimentación.
- b) Pérdida de bordo libre por asentamientos debidos a compresión volumétrica de la cortina o de la cimentación.
- c) Licuación o pérdida parcial de resistencia de la cimentación o de los materiales constitutivos de la cortina.
- d) Agrietamiento transversal y longitudinal de las porciones impermeables de la cortina o de la cimentación.
- e) Falla de la cortina debido a desbordamiento causado por oscilación del agua embalsada, cambios de nivel del fondo del vaso o derrumbes de laderas en el embalse.
- f) Corte de la cortina por deslizamiento a lo largo de fallas geológicas.

La posibilidad de deslizamiento a lo largo de fallas geológicas posee especial interés en el diseño de presas. Efectivamente es común que los lechos de ríos importantes coincidan en buena parte de su longitud con fallas geológicas. Dichos deslizamientos pueden acompañar a temblores intensos, incluso ser la causa de ellos, o pueden tener lugar gradualmente, sin que se manifiesten en actividad sísmica. El hecho revis-

te particular importancia en el diseño de presas, ya que el llenado del vaso puede ser causa de temblores locales.

Una revisión de la distribución de intensidad en todos los casos mencionados por Reséndiz y Marsal en esa publicación, incluyendo las presas dañadas y las de buen comportamiento indican que:

- a) Ninguna presa de tierra y enrocamiento ha sufrido daños bajo sismos de intensidad inferior a 6° .
- b) Solo presas construídas o diseñadas con técnicas inferiores a las medias actuales han sufrido daños.
- c) Con excepción de una todas las presas afectadas por sismos de intensidad mayor a 7° han sufrido daños.

Desafortunadamente la mayoría de los casos no tuvo registros instrumentales de excitación y respuesta por lo que en realidad se puede aprender poco de ellos.

El gran número de variables que intervienen en la respuesta de una masa térrea sujeta a carga cíclica hace difícil su cuantificación objetiva, es por ello que el diseño contra sismo se ha resuelto mediante hipótesis y teorías algo simplistas, que si bien han resuelto de alguna manera el problema, distan mucho de ser las óptimas.

La respuesta dinámica de los suelos a cargas repartidas como va se dijo es extremadamente compleja, esto se debe principalmente a la constitución trifásica de esos materiales y a la relativa debilidad de las lías; que permite cambios significativos de arreglo geométrico ante la acción de cargas pequeñas o moderadas.

1.7 Análisis de Esfuerzos y Deformaciones

Al diseñar una cortina de tierra y enrocamiento, el Ingeniero debe evaluar las posibilidades de falla de la obra, o la probabilidad de ocurrencia de ciertos desperfectos que reduzcan su utilidad. Para ello es necesario realizar un análisis del estado de esfuerzos y deformaciones que guarda la estructura; desafortunadamente su evaluación no es siempre sencilla, debido a la influencia de un gran número de variables y factores que influyen en el comportamiento del conjunto.

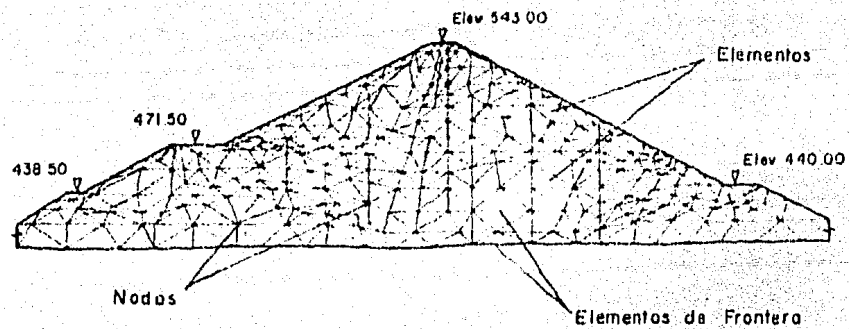
La técnica del elemento finito, desarrollada originalmente para la ingeniería estructural y aeroespacial, ofrece por su flexibilidad, la posibilidad de manejar y abarcar las variadas situaciones o sollicitaciones a que son sometidas este tipo de estructuras. En México este método analítico ha sido empleado no sólo en la etapa de diseño sino también como una comprobación del comportamiento observado en la etapa de ope

ración de las presas; los resultados parecen ser alentado--- res, pero algunos autores aún mantienen ciertas dudas al res-
pecto¹³ aduciendo que el método adolece de una deficiencia -
fundamental: la ausencia de leyes constitutivas de los sue--
los para un estado de esfuerzos triaxial verdadero; en conse-
cuencia, las relaciones esfuerzo-deformación empíricas utili-
zadas son válidas únicamente en casos que el estado de es---
fuerzos generados in situ sea semejante al inducido en el la-
boratorio (estado de deformación plana, estado de esfuerzos-
axialmente simétricos, etc.).

Las investigaciones para resolver este tipo de problemas y -
algunos otros que puedan presentarse han seguido adelante, -
por lo que este método en un futuro no muy lejano logrará a-
proximaciones muy cercanas a las soluciones reales; es por e-
llo que consideramos de gran interés su conocimiento. Ense--
guida se presentan las ideas fundamentales que gobiernan el-
método dejando la aplicación de dicho método en presas para-
capítulos posteriores.

1.7.1 Descripción General del Método

En general, la base del método del elemento finito es la re-
presentación de un cuerpo o estructura mediante un ensamble-
de subdivisiones llamadas "elementos finitos", figura 1.9. -



PRESA LA ANGOSTURA Chis.

FIG. 1.9 MALLA PARA ANALISIS DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES

Dichos elementos se consideran interconectados en puntos denominados "nodos". Se escojen funciones matemáticas sencillas tratando que éstas representen aproximadamente la distribución o variación de los desplazamientos de cada elemento finito, tales funciones supuestas son llamadas "funciones de desplazamiento" o modelo de desplazamiento. Las incógnitas de las funciones de desplazamiento son los desplazamientos (o las derivadas de los desplazamientos) en los puntos nodales. De aquí que la solución final daría los desplazamientos aproximados en localizaciones "discretas" del cuerpo es decir, en los puntos nodales. Un modelo de desplazamientos puede ser expresado en varias formas tales como polinomios y funciones trigonométricas. Debido a que los polinomios ofrecen cierta facilidad en su manejo matemático han sido empleados comunmente en aplicaciones de elemento finito.

Un principio variacional de mecánica es el principio de la mínima energía potencial, y es el que usualmente se emplea para obtener el conjunto de ecuaciones de equilibrio para cada elemento. La energía potencial de un cuerpo elástico sujeto a carga se representa por la suma de la energía interna almacenada y es resultado de las deformaciones y de la energía potencial de las cargas externas; si el cuerpo está en equilibrio esa energía es mínima.

Las ecuaciones de equilibrio para el cuerpo entero son obtenidas mediante la combinación de las ecuaciones para los elementos individuales de tal manera que la continuidad de los desplazamientos sea conservada en los nodos interconectados. Esas ecuaciones son modificadas para ajustarse a las condiciones de frontera y su solución proporciona los desplazamientos desconocidos. En la mayoría de los problemas, la solución deseada está en términos de esfuerzos o deformaciones más bien que de desplazamientos, algunas transformaciones extras pueden ser necesarias para lograr este fin, pero escapan de los alcances de esta tesis.

De una forma un tanto superficial, podríamos decir que el método puede dividirse en dos fases principales; la primera -- consiste en el estudio individual de cada elemento, la segunda fase involucra el estudio de ensamble de elementos representativos de cuerpo entero. Tomando en cuenta desde luego las condiciones iniciales o de frontera.

Referencias

- 1.- Reséndiz D. y Marsal R. J.
Presas de Tierra y Enrocamiento "Criterios de Diseño" capítulo 4 LIMUSA 1979
- 2.- Gamboa J.
Experiencias en la Instrumentación de Presas, sin publicar Grupo IPESA 1980
- 3.- Middlebrooks T. A.
Progreso en el Diseño y Construcción de Presas, Civil Engineering volúmen 22, septiembre 1952
- 4.- Marsal R. J.
Quinta Conferencia Nabor Carrillo; X Reunión Nacional de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Morelia México, 1980
- 5.- Juárez E. y Rico A.
Mecánica de Suelos tomo II, "Estabilidad de Talúdes" capítulo 5 LIMUSA 1980
- 6.- Juárez E. y Rico A.
Mecánica de Suelos tomo II, "Principios Básicos para el Diseño de Presas" capítulo 11 LIMUSA 1980
- 7.- Pohlentz W.
Rotura del Dique Lacuna, Informe de la CLF, sin publicar, 1971
- 8.- Sains Ortiz I.

Zumpango Test Embankment, volumen 93 N° SM4 ASCE 1967

9.- Narain J.

Flexibility of Compacted Clays, Tesis Doctoral Purdue --
University, Resumen ASCE, volumen 89, 1957

10.- Hasegawa H e Ikeuty

On the Tensile strength of Disturbed Soils, Symposium on
Rheology and Soil Mechanics, Berlin 1966

11.- Bjerrum L.

Stability of Natural Slopes in Quick Clay, Geotechnique
1957

12.- Reséndiz D. y Marsal R. J.

Presas de Tierra y Enrocamiento, Efectos Sísmicos en Pre
sas, capítulo 17 LIMUSA 1979

13.- Clough R. W. and Woodward R. J.

Analysis of Embankment Stresses and Deformations ASCE

Capítulo II
Instrumentos y Equipo

2.1 Introducción

La determinación de las propiedades de suelos y rocas en laboratorio o con pruebas "in situ", la predicción del comportamiento de masas de suelo y roca bajo cargas por medio de análisis y la observación de ese comportamiento mediante el uso de la instrumentación, son esencialmente técnicas complementarias entre sí.

Hace ya tiempo que las observaciones de campo son un medio de verificar y mejorar las predicciones o hipótesis empleadas durante el diseño; la última década se ha caracterizado por el incremento en el uso de la instrumentación. Los principios que controlan el éxito en las mediciones que se requieren han sido estudiadas por diversos autores, y se han diseñado y desarrollado muchos equipos, atendiendo las necesidades particulares de observación. Normalmente son tres los tipos de medidas requeridas para inferir el comportamiento de presas de tierra y enrocamiento: las deformaciones, las presiones de poro y los esfuerzos totales; y es, en función de éstas, como el equipo de instrumentación se divide en: Medidores de Deformación; Medidores de Presión de Poro y Medidores de Presiones Totales, figura 2.1. Existe un cuarto grupo que permite medir las manifestaciones dinámicas de los sismos ocurridos en zonas cercanas a los sitios de estu-

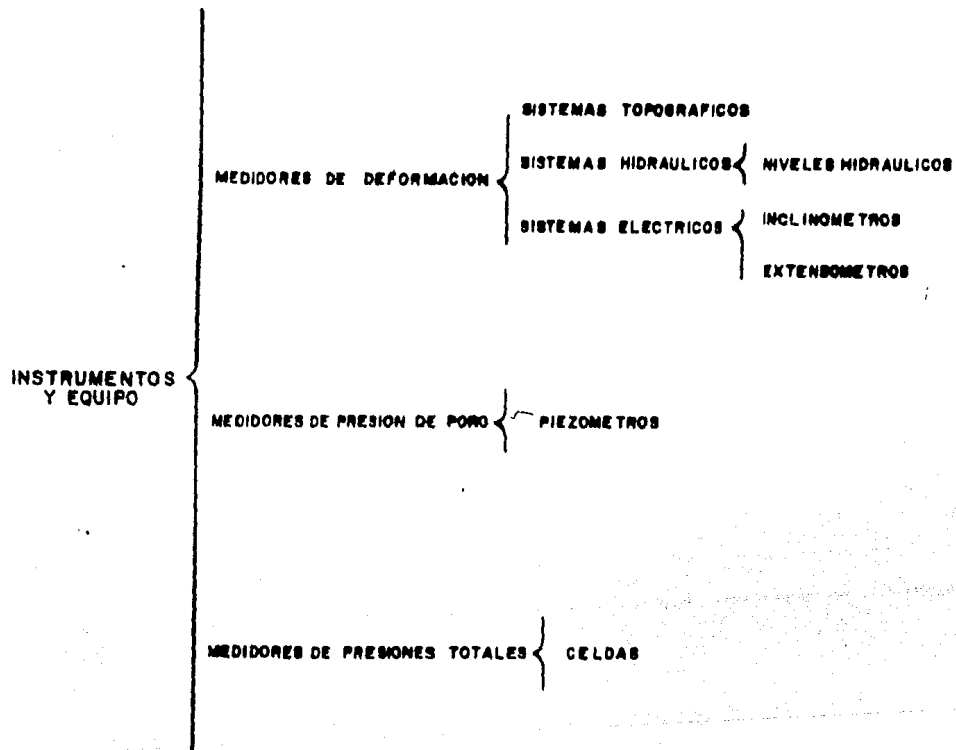


FIG. 2.1

dio que pueden actuar en forma significativa, modificando -- las medidas de los otros instrumentos, su instalación se restringe a algunas zonas localizadas de la República Mexicana donde la ocurrencia de estos fenómenos es frecuente.

Dada la gran cantidad de instrumentos existentes en el mercado y la gran variedad de sistemas de medición utilizados, sólo se han incluido en este capítulo las descripciones y principios de operación de los instrumentos que con más frecuencia son empleados en México por las dependencias oficiales - (SARH y CFE) en obras a su cargo. Hemos excluído el grupo de instrumentos sísmicos debido a que consideramos que su funcionamiento requiere de un estudio más especializado que el que aquí pueda hacerse.

2.2 Medidores de Deformación

Cuando una masa de suelo es cargada, la fuerza es transmitida a través del suelo en los puntos de contacto de las partículas adyacentes, esa fuerza incluye una componente normal y otra tangencial al punto de contacto, asociados a esas fuerzas ocurren también pequeñas deformaciones en cada uno de estos puntos. La suma vectorial de los cambios de carga para cada punto de contacto deberá ser igual al cambio en la carga externa, del mismo modo las deformaciones de la masa de -

suelo será igual a la suma vectorial de las deformaciones --
particulares de cada partícula. Desde el punto de vista genera
lizado, el sistema de esfuerzos en los puntos de contacto-
de las partículas controlan el comportamiento de la masa de-
suelo, pero es imposible construir una relación esfuerzo-de-
formación teórica debido al gran número de puntos de contac-
to involucrados en el problema. Aunque el estudio del comporta
miento del suelo se realiza midiendo y adoptando ciertos -
parámetros en muestras de material, el comportamiento real -
de masas de suelo no puede aún teorizarse rigidamente por lo
que la observación en el campo se hace necesaria.

Básicamente, las deformaciones que más comunmente interesa -
conocer en presas de tierra y enrocamiento son: los desplaza
mientos verticales (asentamientos), los desplazamientos horiz
izontales, así como los cambios de magnitud de las deformacion
es verticales y horizontales.

Existen en instrumentación diversos métodos y técnicas que -
permiten observar la evolución de estos desplazamientos, los
cuales utilizan desde sencillo dispositivo mecánico hasta --
complicados sistemas electrónicos. Aunque existe una gran vari
edad de instrumentos para medir deformaciones, la mayoría-
de ellos podemos catalogarlos en uno de los siguientes grupo
s:

- a) Sistemas topográficos (ópticos)
- b) Sistemas hidráulicos
- c) Sistemas eléctricos y mecánicos.

2.2.1 Sistemas Topográficos

Los dispositivos basados en sistemas ópticos de medición son esencialmente algunas técnicas topográficas de medición; básicamente se trata de nivelaciones, determinación de desplazamientos horizontales a partir de líneas de colimación y medición de puntos específicos por medio de triangulaciones.

2.2.1.1 Desplazamientos Verticales

La determinación de desplazamientos verticales (asentamientos) se hace fijando líneas de nivelaciones sobre bancos de observación y corriendo nivelaciones periódicas sobre ellos, observando de ese modo la evolución del movimiento. Existen dos tipos de testigos: los superficiales, instalados como su nombre lo indica sobre el cuerpo de la cortina; y los profundos los cuales se instalan a profundidades considerables, generalmente antes que la cortina sea sobreelevada.

Los bancos de nivelación superficiales, son puntos fijados a poca profundidad (0 a 2m) formados por una varilla o torni--

llo ahogado en un pequeño bloque de concreto, figura 2.2. Aunque simples y baratos estos dispositivos han mostrado ser eficientes, cuando los equipos topográficos son los adecuados, cuando se dispone de un banco de nivel de partida confiable y cuando la nivelación es corrida por personal diligente, llegándose a determinar asentamientos ocurridos hasta con una precisión de 0.1mm.

Por su parte, los bancos profundos de nivelación, que son puntos de observación en el interior del suelo, están formados también por un pequeño bloque de concreto donde se ancla una varilla la cual se prolongará hacia arriba, hasta la elevación donde pueda ser leída en la superficie. La varilla del testigo es encamisada en un tubo de diámetro mayor, para evitar la fricción con el suelo circundante, asegurando así que el asentamiento o expansión leído represente realmente el desplazamiento en el punto donde fue colocado, figura ---

2.3. Se emplea por lo general para medir asentamientos en cimentaciones con suelos blandos. Su precisión como en el caso anterior, depende de varios factores relativamente fáciles de controlar con una adecuada supervisión.

2.2.1.2 Desplazamientos Horizontales

Los desplazamientos horizontales superficiales, son determi-

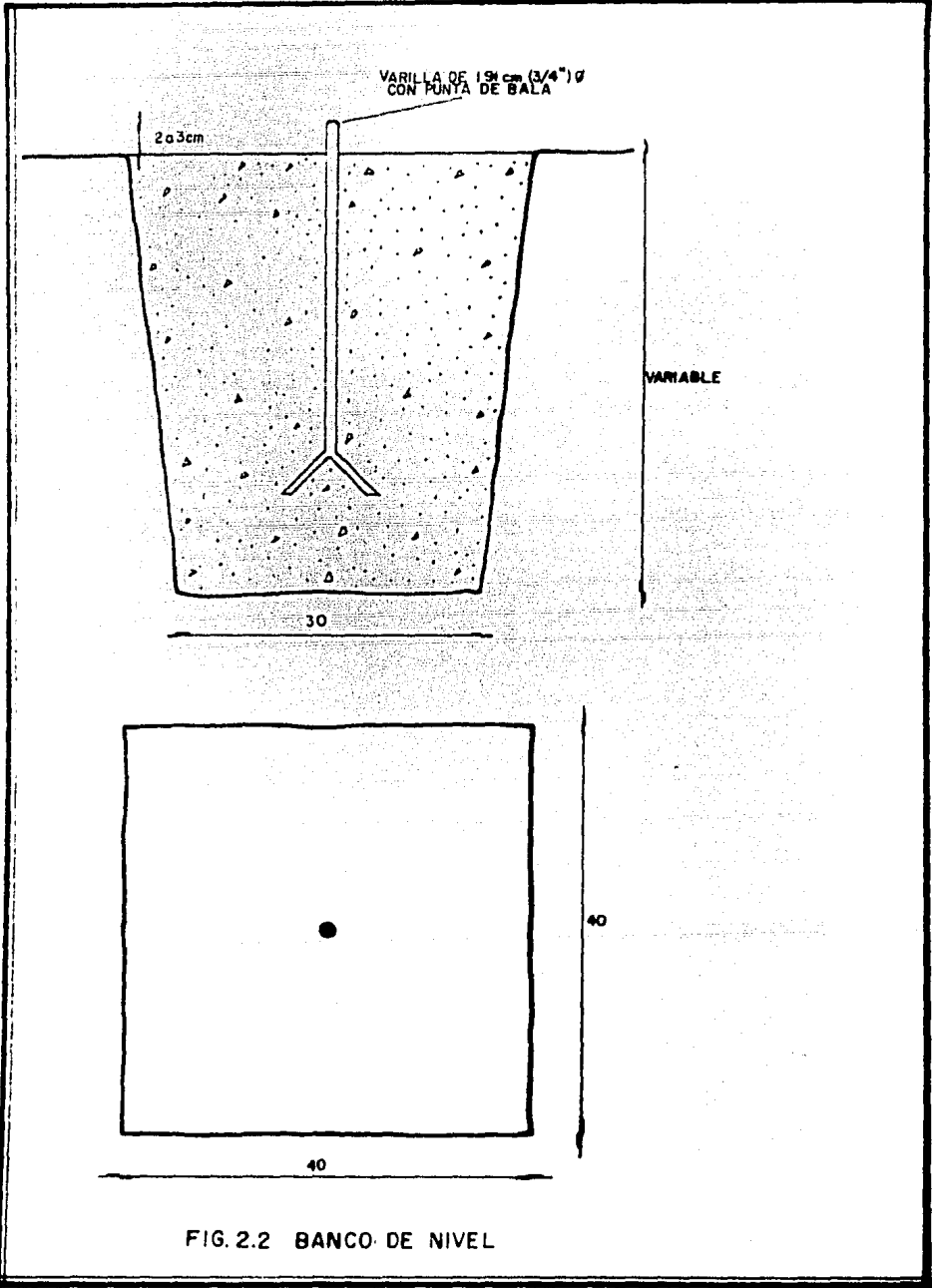


FIG. 2.2 BANCO DE NIVEL

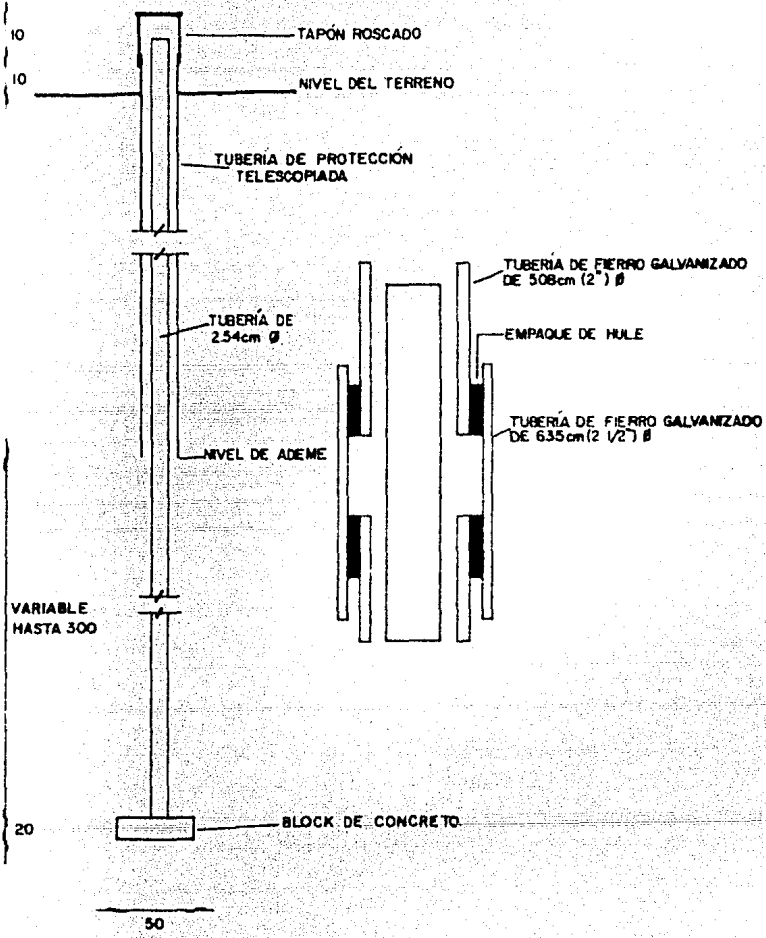
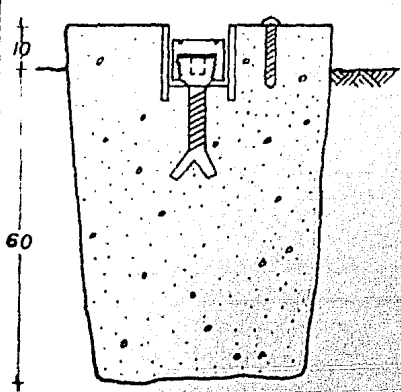


FIG. 2.3 TESTIGO DE CIMENTACIÓN

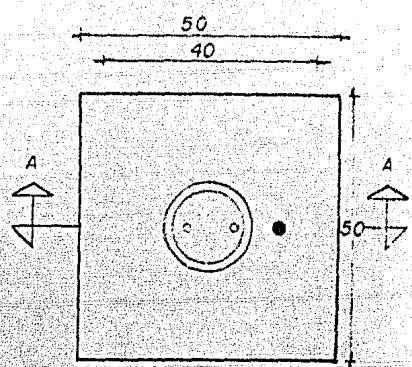
dos por medio de la medición directa de la distancia entre una línea de colimación fija y una serie de puntos fijados sobre la superficie. Los puntos de observación que se emplean para medir desplazamientos a partir de líneas de colimación, frecuentemente son los mismos testigos superficiales empleados en las líneas de nivelación, sin embargo a veces es necesario la colocación de un tornillo especial que permita acoplar una mira deslizable, figura 2.4 .

Las líneas de colimación se definen por medio de un punto y una mira, debiéndose localizar fuera de la zona de movimientos. Para mediciones de mayor precisión se utilizan monumentos de centraje forzoso, figura 2.5, en vez de puntos de centraje con plomada en donde la distancia del testigo a la línea de colimación se determina por medio de miras deslizantes niveladas, equipadas con vernier. Es recomendable que la lectura de estos deslizamientos se haga de mañana para evitar los errores que por reverberancia puedan llegar a ocurrir.

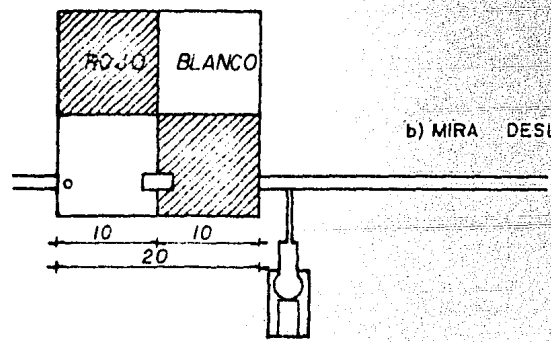
La triangulación es otro método para conocer los desplazamientos horizontales, consiste en la fijación de una serie de puntos que constituyen vértices de una red de triángulos figura 2.6 . Estos puntos pueden ser varillas o tornillos colocados en pequeños bloques de concreto o monumentos de cen-



CORTE A-A

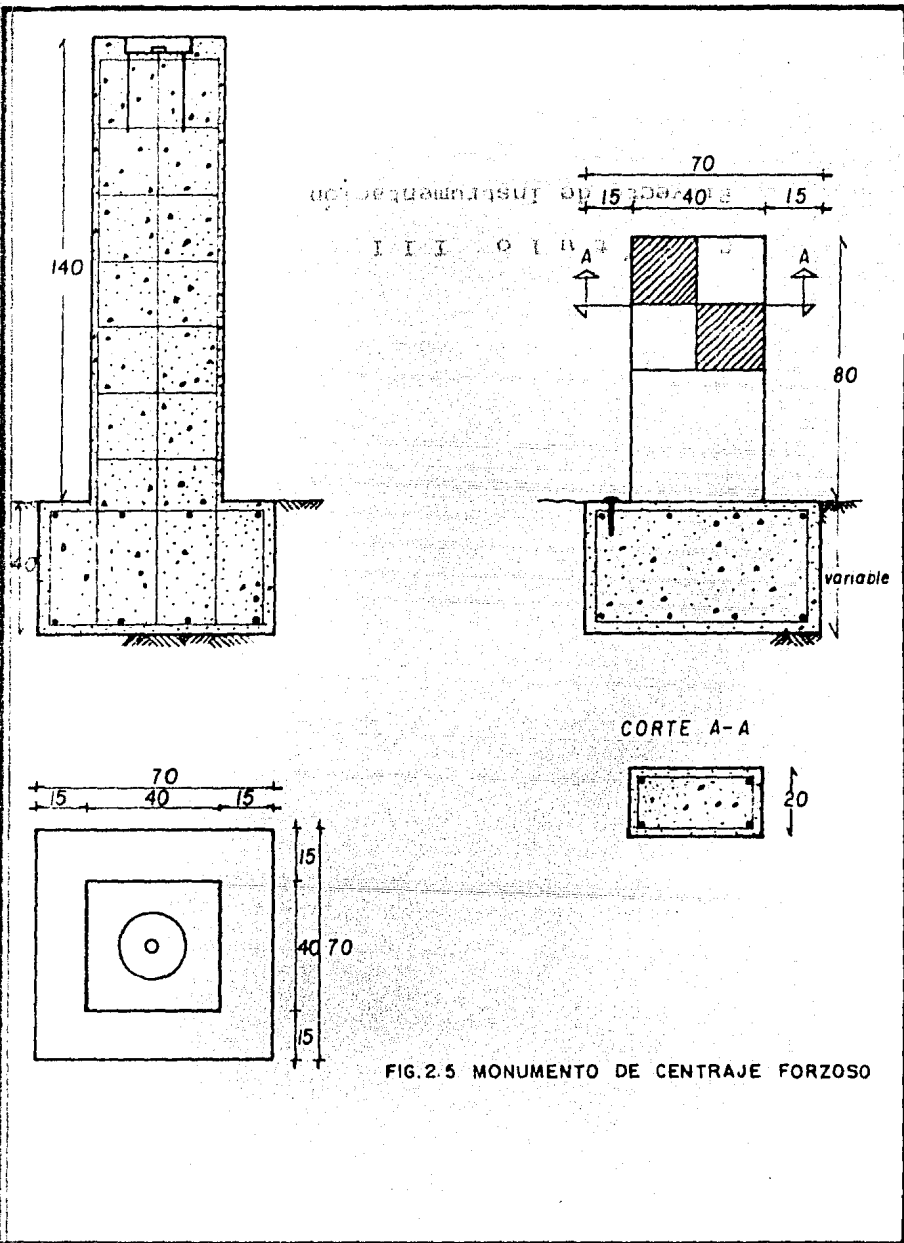


a) TESTIGO SUPERFICIAL



b) MIRA DESLIZANTE

FIG. 2.4



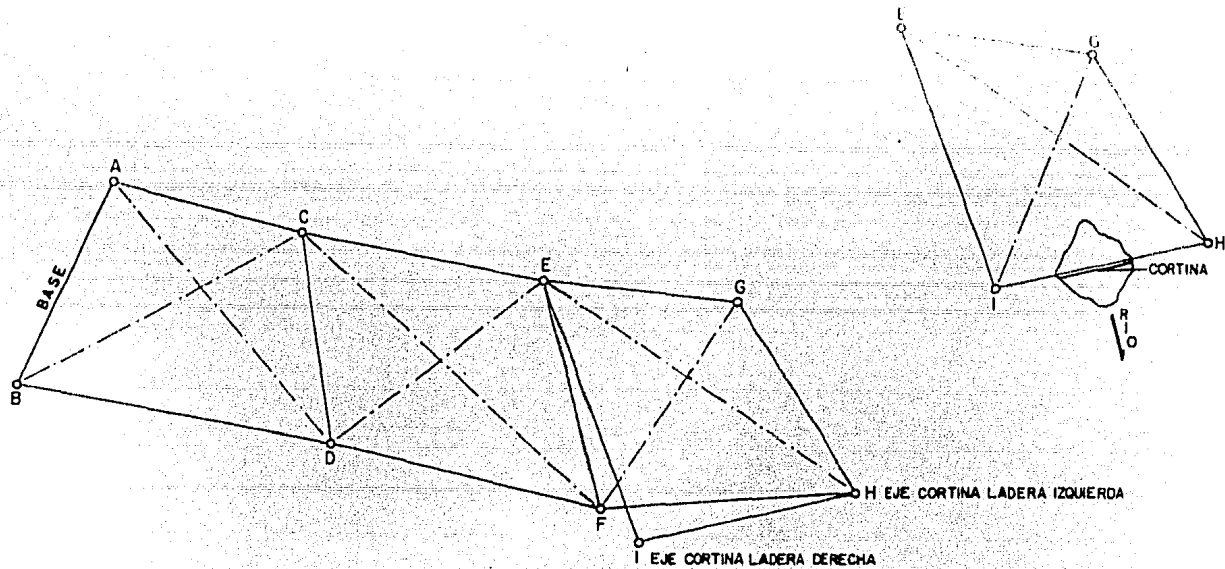


FIG 2.6 TRIANGULACION PRESA MADIN, MEX.

traje forzoso, los cuales sirven tanto de puntos de centraje como de miras en la medición de los ángulos interiores de los triángulos.

La aproximación en la determinación de los desplazamientos dependerá de la precisión con que se midan los ángulos y de la medición de la línea de base, para lograr una precisión mayor deben realizarse algunas repeticiones en la medición de los ángulos y efectuando lecturas en horas del día en que no haya ningún efecto climático o ambiental adverso (niebla, humo, reverberancia).

La medición de la línea base se realiza con cinta y dinamómetro, debiendo hacerse corrección por temperatura y efectuando los cadenamientos en tramos cortos. La precisión de triangulaciones normales es de 0.5 a 1.0cm con líneas bases menores de 150m medidas con una aproximación de 1:10000 y un cierre angular de 10 seg. Las triangulaciones de alta precisión con monumentos de centraje forzoso, mediciones de líneas base con aproximación de 1:200000 y cierre angular no mayor de 4 seg; proporcionan desplazamientos con una precisión de 0.5 a 1.5mm.

2.2.2 Sistemas Hidráulicos

Son dispositivos operados a control remoto basados en las leyes del equilibrio de los fluídos, comunmente llamados "niveles de manguera". La aplicación más común en instrumentación de presas de este tipo de sistemas se haya en la observación y medición de asentamientos. Dependiendo de la posición relativa que exista entre el aparato y la unidad de lectura podemos dividir estos sistemas hidráulicos en tres: a) los que la unidad de lectura y el aparato están a la misma elevación (son los mas comunes), b) la unidad de lecturas esta arriba del aparato y c) la unidad de lectura esta abajo del nivel del aparato.

En la figura 2.7 se muestra un instrumento del primer tipo, el cual consiste de un vertedor conectado a la unidad de lectura por medio de dos mangueras. La elevación del dispositivo se determina observando el nivel al que asciende el agua en la pipeta cuando se le inyecta agua al vertedor. La presión del aire en el aparato debe ser la atmosférica, por lo que se coloca un conducto de ventilación hacia el exterior.

Otro dispositivo de este tipo, es la celda de asentamientos la cual consiste en un recipiente parcialmente lleno de agua comunicado a la pipeta de la unidad de medición por medio de dos mangueras, figura 2.8 . El asentamiento de la celda se determina a partir de la variación del nivel del líquido en-

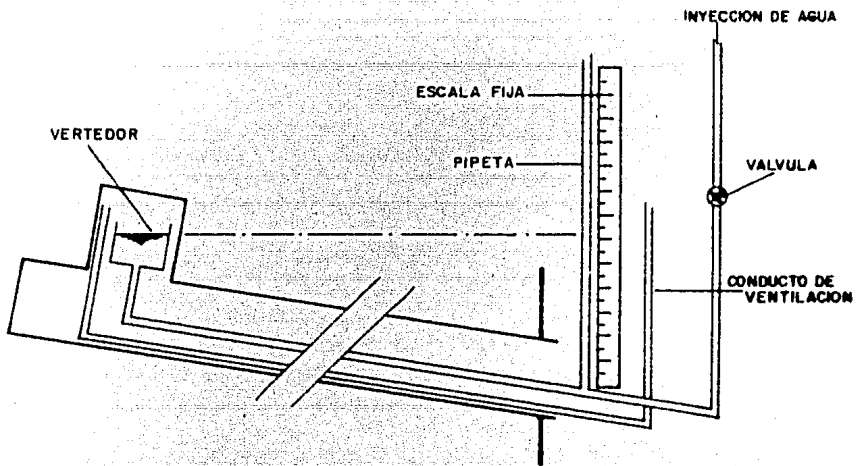


FIG. 2.7 TESTIGO HIDRAULICO

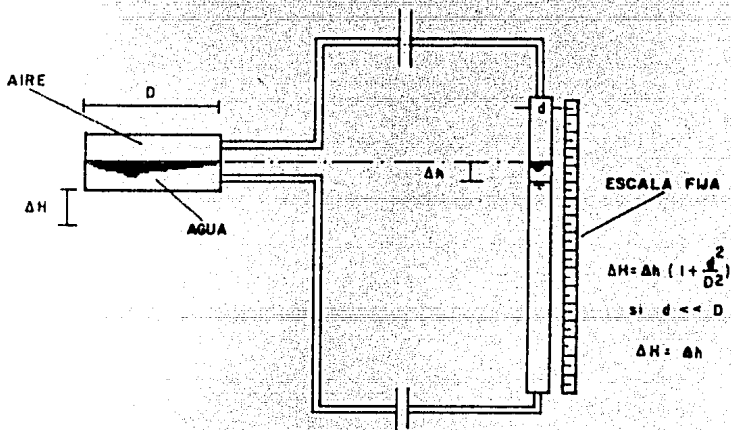


FIG. 2.8 CELDA DE ASENTAMIENTO

la pipeta. Esta variación será prácticamente igual al asentamiento en la celda.

Existen otros dispositivos de este tipo mas sofisticados e incluso algunos utilizan transductores eléctricos para mayor precisión, pero el principio de operación es muy similar al va descrito.

Cuando la unidad de lecturas se localiza arriba del instrumento, se puede utilizar el dispositivo mostrado en la figura 2.9, el cual consiste de una celda con un vertedor en su interior, la celda es comunicada a la unidad de medición por medio de dos mangueras, una de las cuales, está conectada al vertedor y se encuentra llena de agua, y la otra contiene aire a presión manteniendo dentro de la celda una presión constante, la unidad de medición esta formada por un tanque de agua conectado a dos manómetros de mercurio.

De esta forma cuando la celda sufre un movimiento vertical, la presión en el agua dentro del vertedor aumenta, derramándose y provocando que la columna de mercurio correspondiente (h_2) disminuya hasta igualar la presión dentro de la celda.- Así la disminución de la columna de mercurio (h_2) es una medida directa de los asentamientos en la celda.

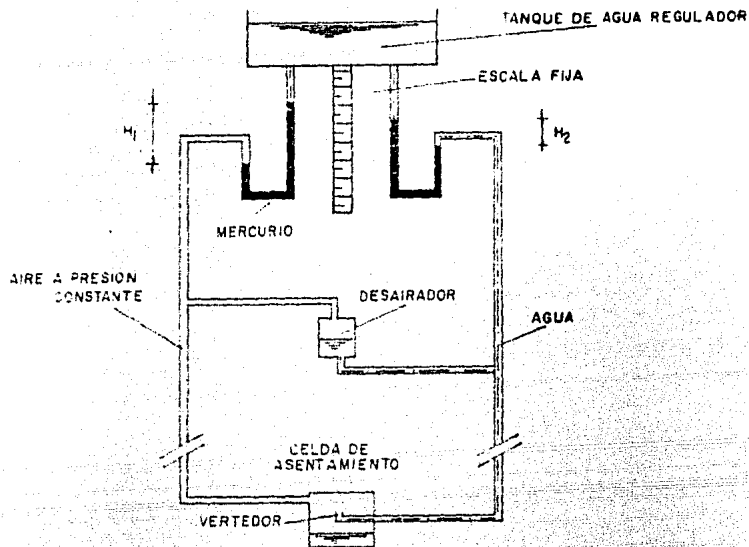


FIG. 2.9 TESTIGO HIDRAULICO PROFUNDO

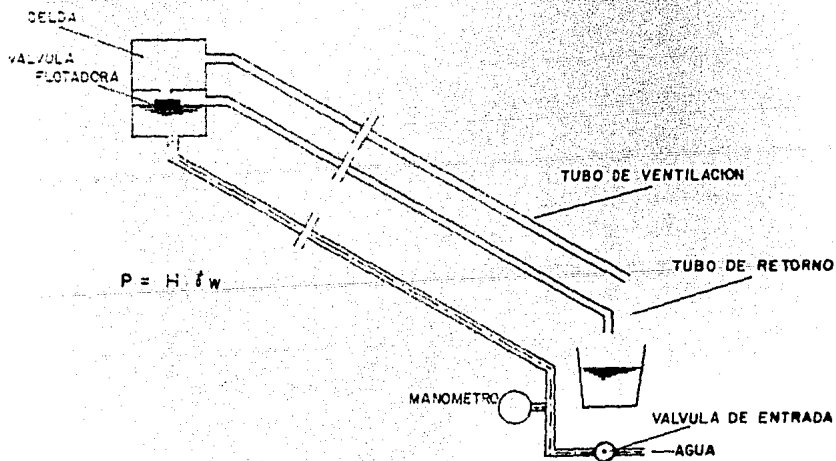


FIG. 2.10 CELDA DE ASENTAMIENTOS

Cuando la unidad de lecturas se encuentra abajo del aparato, es común emplear el dispositivo mostrado en la figura 2.10, - el cual consiste en una celda conectada a la unidad de medición por medio de dos mangueras, inyectando agua a través de una de ellas, hasta que retorne por la otra. La elevación de la celda se conoce por medio de la presión que registra un manómetro conectado en la manguera de inyección en la unidad de medición. Es necesario tener una tercera manguera de ventilación para conservar a la celda a presión atmosférica.

Existen en la actualidad muchísimas variantes a estos sistemas básicos, algunas instituciones como el Instituto de Geotecnia Británico han desarrollado diversos dispositivos de este tipo, algunos incluso accionados con gases como el nitrógeno. Su aplicación en México no se ha llevado a cabo por lo que se han excluido, pudiéndose investigar con detalle en la referencia 1.

2.2.3 Sistemas Eléctricos y Mecánicos

2.2.3.1 Inclínómetros

Uno de los instrumentos más empleados en la instrumentación de presas es el inclinómetro, figura 2.11, el cual permite conocer la distribución de los desplazamientos horizontales-

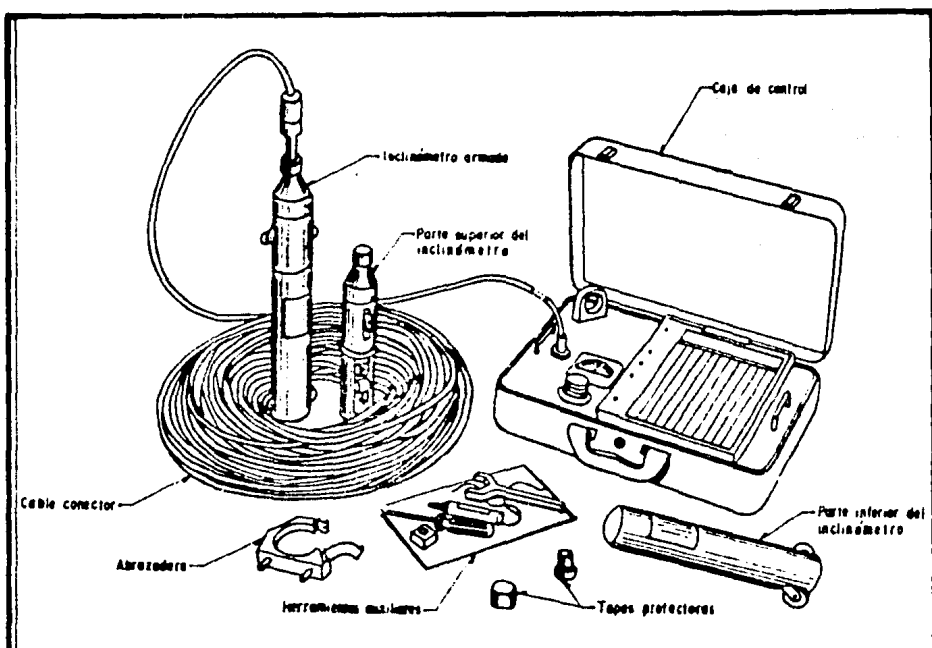
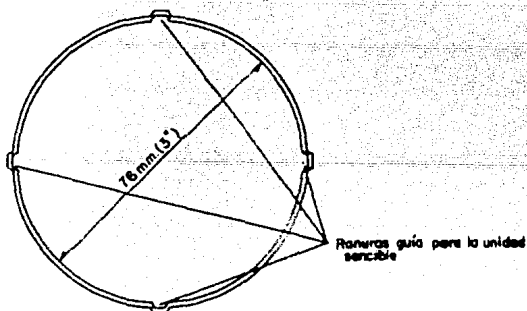


FIG.2.11 INCLINOMETRO COMPLETO

FIG.2.12 DETALLE DE LA TUBERIA PARA INCLINOMETRO



de dos planos perpendiculares entre sí, generalmente uno paralelo al eje del río y el otro paralelo al eje de la cortina. Se utiliza una tubería guía de aluminio o plástico con dos pares de ranuras dispuestas en cruz, figura 2.12, que sirven para orientar el instrumento y para guiar la bajada de la sonda o dispositivo medidor de inclinación; que es el otro componente básico de un inclinómetro.

La tubería guía es habilitada en tramos telescopiados formando parte del cuerpo de la estructura, empotrando su extremo inferior en la roca de cimentación, ésta deberá ser suficientemente flexible para seguir fielmente los movimientos del terreno y a la vez lo suficientemente fuerte para soportar las presiones a que será sometida. Es este sin duda un punto delicado en el diseño de la tubería y algunos autores han señalado que el material utilizado por Wilson (que es el utilizado en México) en sus diseños comerciales es demasiado rígido; sin embargo la experiencia mexicana a este respecto ha sido satisfactoria, sólo en casos de suelos muy deformables se ha visto la necesidad de instalar tubos de menor rigidez para lograr la representación de los movimientos de forma más veraz.

El dispositivo medidor de inclinación (sonda) o torpedo de inclinación (figura 2.13) se guía dentro de la tubería me---

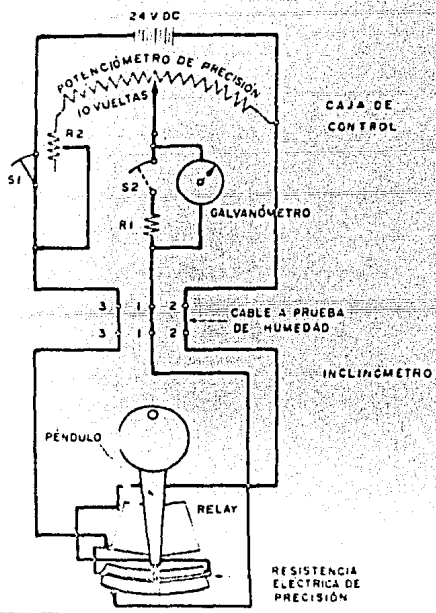
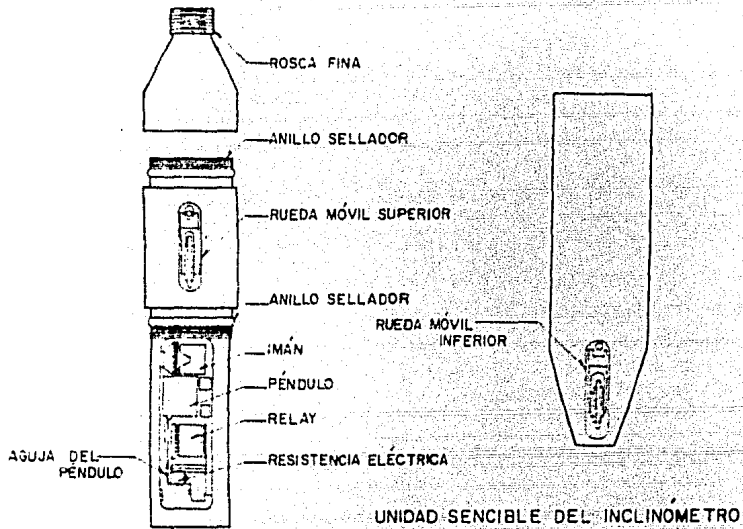
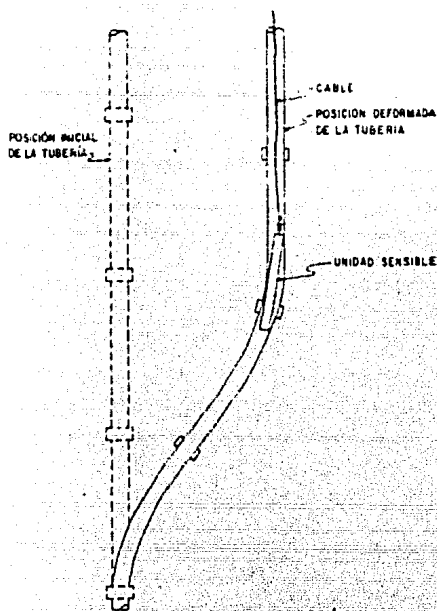


DIAGRAMA ELÉCTRICO DEL INCLINÓMETRO CONECTADO CON LA CAJA DE CONTROL

FIG. 2.13

diante ruedas que entran en las ranuras y se suspende desde el brocal por medio de un cable, midiéndose de ese modo la inclinación de cada uno de los tubos telescopiados; conocida la inclinación y la longitud de cada tramo de tubería (1.5m) se puede determinar fácilmente el desplazamiento horizontal sufrido para cada tramo de tubería. Como normalmente se considera que el fondo del inclinómetro no tiene desplazamientos (por estar empotrado en un estrato indeformable), se efectúa una suma acumulativa de los desplazamientos parciales de cada tramo de tubería partiendo del fondo hasta llegar al brocal; determinándose de ese modo el perfil de la tubería en un plano (figura 2.14). Cuando el fondo del inclinómetro tiene movimientos (por la carencia de un estrato firme), la acumulación se hace de arriba hacia abajo, refiriendo la suma acumulativa de desplazamientos parciales al brocal del inclinómetro cuyos desplazamientos se determinan topográficamente. El primer perfil obtenido de la tubería (poco después de su instalación) sirve como base para compararse con los perfiles obtenidos en fechas posteriores y así conocer la evolución de los desplazamientos en ese plano.

Las inclinaciones se determinan de diferentes maneras, dependiendo del tipo de sistema utilizado por la sonda para detectar la inclinación (transductor). Hasta la fecha existen equipos para medir inclinaciones con transductores a base de-



DEFORMACIÓN DE LA TUBERÍA DE UN INCLINÓMETRO

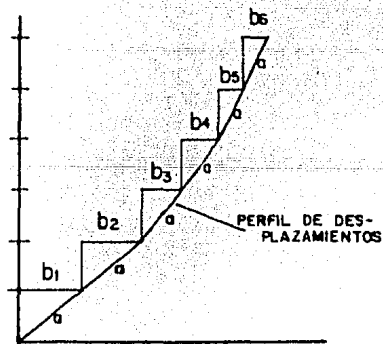


FIG. 2.14

potenciómetros, "strain-gauge", de cuerda vibrante y de acelerómetros; siendo los primeros los que se utilizan en la mayoría de los equipos empleados en México, aunque a últimas fechas se empiezan a emplear sondas con transductores a base de acelerómetros.

Las sondas potenciométricas tienen en su interior un péndulo que sirve como contacto deslizable en una resistencia en forma de arco de círculo, cuando el dispositivo está en posición vertical el péndulo divide a la resistencia en dos partes iguales, utilizando el principio del "puente de Wheatstone", el cual es un circuito formado por cuatro resistencias (una de ellas arriba mencionada), puede determinarse una señal eléctrica de salida (lectura) para esta posición, cuando el valor de la resistencia de la sonda cambia, por haber sufrido una inclinación, el circuito interno se modifica presentando otra lectura diferente. Mediante una calibración en laboratorio puede encontrarse una constante para transformar las señales eléctricas obtenidas en unidades angulares de inclinación.

El transductor a base de acelerómetros obtiene el ángulo de inclinación en función de la componente de la aceleración de la gravedad, medida en la dirección de cada servoacelerómetro, teniendo una aceleración nula cuando el torpedo está en

posición vertical.

Es usual hacer todas las lecturas con el inclinómetro en dos posiciones ortogonales entre sí, utilizando la disposición de las ranuras de la tubería. Esto tiene por objeto obtener en forma más precisa la imagen de los desplazamientos en el espacio. De hecho ésta es la razón por la cual los planos de finidos por las ranuras se orientan según las direcciones -- principales de deformación, que coinciden generalmente con -- los ejes del río y la cortina.

2.2.3.2 Extensómetros

Todos los instrumentos que son empleados para determinar los desplazamientos longitudinales entre dos puntos de observa-- ción colocados en cualquier dirección, reciben el nombre ge-- nérico de extensómetros, así una regla graduada o cinta de -- topografía, un deformímetro o un micrómetro pueden conside-- rarse como extensómetros sencillos móviles.

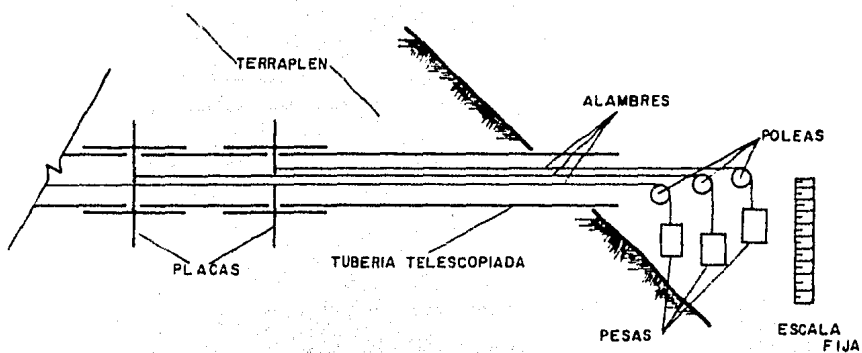
El deformímetro muy usado para observar cambios de dimensio-- nes en secciones de túneles, es un instrumento formado por -- un tubo y una barra deslizable dentro de él, formando un ver-- nier, se utilizan varillas con punta de bala o cabezas de -- tornillos de modo de garantizar que se mida siempre la dis--

tancia entre los mismos puntos.

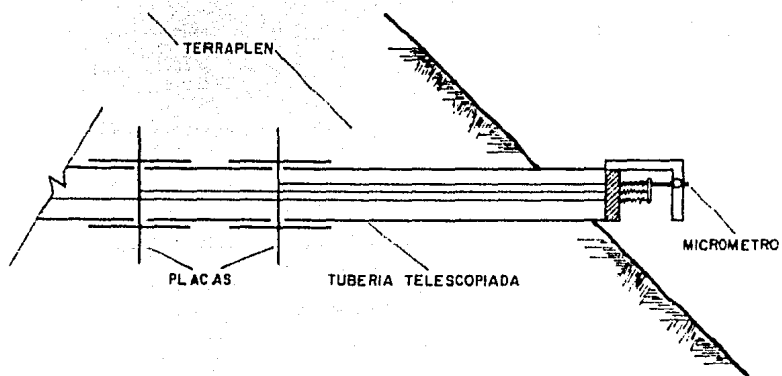
El extensómetro mecánico que con mayor frecuencia se emplea es el de alambre tensado con pesas, figura 2.15a, los desplazamientos se miden en una escala fija colocada a un lado de la presa, obteniéndose una precisión de 0.5 a 2.0cm. Un extensómetro de este tipo, más preciso es el que se emplea para su tensión un resorte y un micrómetro para la medición de los desplazamientos, figura 2.15b. Las mediciones con este tipo de dispositivo pueden tener errores por deformación diferida con el tiempo de los alambres tensados, también pueden presentarse interferencias entre los resortes al producirse una catenaria excesiva, las variaciones de temperatura ocasionan fluctuaciones en las mediciones.

Por su parte, los extensómetros eléctricos más usados están formados por barras o alambres tensados, anclados dentro del terreno, los cuales transmiten las deformaciones del suelo a un transductor eléctrico de desplazamiento que puede ser un potenciómetro, un strain gauge, una cuerda vibrante, o cualquier tipo de transductor.

Los extensómetros potenciométricos son los de más uso en México, su precisión puede ser de 0.1mm siendo su repetibilidad buena, figura 2.16.



a) EXTENSOMETRO MECANICO DE ALAMBRE TENSADO CON PESAS



b) EXTENSOMETRO MECANICO DE ALAMBRE TENSADO CON RESORTES

FIG. 2.15 EXTENSOMETROS MECANICOS

Existe un dispositivo desarrollado por CFE que conjunta tres extensómetros los cuales hacen mediciones en tres diferentes direcciones de un mismo punto, ofreciendo así la posibilidad de una observación con mejores referencias, figura 2.17. Estos dispositivos son afectados principalmente por la humedad del medio en que son instalados, presentando falla eléctrica, difícilmente reparable por la posición en que se encuentran.

Los extensómetros de cuerda vibrante han sido utilizados para suelo y rocas en forma similar que los de potenciómetro.- Las principales dificultades que presentan son la corrosión de la cuerda vibrante y la necesidad de mantenerla a presión atmosférica.

2.3 Medidores de Presión de Poro

La experiencia ha mostrado que la instalación de piezómetros en el interior de presas de tierra y enrocamiento y/o su cimentación, provee datos que pueden indicarnos la magnitud y distribución de las presiones de poro y de sus variaciones con el tiempo, esquemas generales de la forma de las filtraciones, zonas potenciales de tubificación y medidas verdaderas para el control de filtraciones. En relación con el costo de presas de tierra y enrocamiento, los piezómetros son -

relativamente baratos y su costo es justificable. El número y tipo, así como la frecuencia de lecturas dependerá de la magnitud del proyecto y complejidad del problema.

2.3.1 Necesidad de Sistemas Piezométricos

Los piezómetros propiamente instalados en presas de tierra y enrocamiento, en la cimentación de éstas y en estructuras vecinas pueden:

- a) Indicar condiciones potenciales de peligro y sus efectos mas adversos para la estabilidad de las presas y estructuras auxiliares.
- b) Poner ciertas normas que regulen la velocidad de crecimiento de la cortina y/o el control de humedad del suelo durante la construcción.
- c) Ayudar gráficamente, durante y después de la construcción, del comportamiento de la presa y de su cimentación y estructuras auxiliares.
- d) Proveer de datos básicos para el mejoramiento de las prácticas de diseño y criterio aumentando la seguridad y el diseño más económico de este tipo de estructuras.

2.3.2 Descripción de los Piezómetros

Los piezómetros pueden clasificarse en tres tipos básicos, dependiendo de los principios usados para la activación del instrumento transmisor hasta el punto de observación. Una breve descripción de los tipos básicos se comenta en seguida.

2.3.2.1 Piezómetros Abiertos (figura 2.18)

Este tipo consiste de un tubo vertical con la punta inferior porosa. El nivel del agua es medido bajando un probador en un cable a través del tubo desde el brocal hasta ponerlo en contacto con el agua. Estos probadores pueden ser eléctricos o acústicos. Existen diversos probadores eléctricos comerciales, pero el principio de funcionamiento es similar para todos. El instrumento consiste en un ohmetro conectado por cables aislados a una sonda probadora pesada, con un diámetro no mayor que 6.35mm (1/4"). Pesos adicionales pueden integrarse a lo largo del cable para facilitar el descenso de la sonda. La punta del probador está hecha de tal manera que los dos conductores provenientes del ohmetro no se tocan y están libres de abolladuras o corrosión. Al entrar la punta del probador en contacto con el agua del piezómetro se cierra el circuito registrándose la respuesta en el ohmetro, determinándose así la profundidad a la que se encuentra el agua. El sistema es fácil en su principio y operación, pero

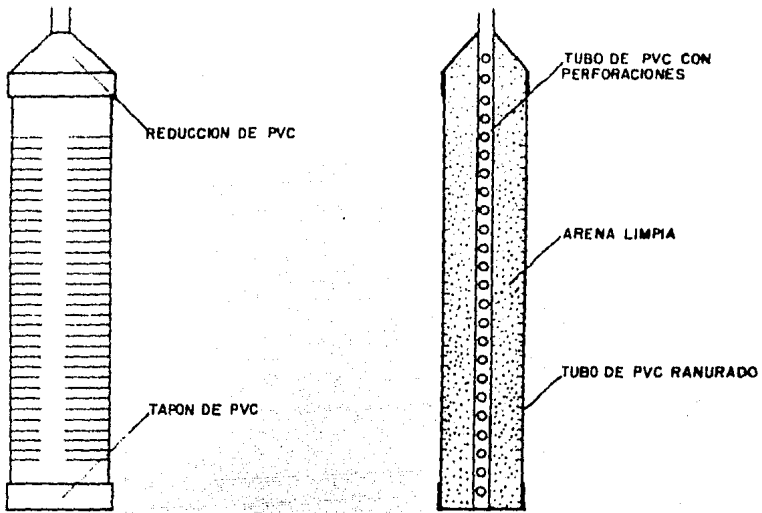


FIG 2.18 BULBO PIEZOMETRICO CASAGRANDE (ABIERTO)

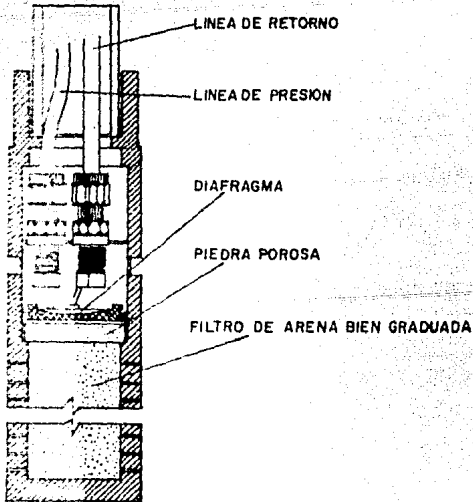


FIG 2.19 BULBO PIEZOMETRICO NEUMATICO (DIAFRAGMA)

desafortunadamente no es siempre posible su instalación, debido a que su tiempo de respuesta es largo, lo cual dificulta su operación en suelos de baja permeabilidad.

2.3.2.2 Piezómetros Hidráulicos (Sistema Cerrado)

Este tipo consiste de uno o dos tubos rellenos con un fluido y un bulbo similar al utilizado en los piezómetros abiertos. El piezómetro es conectado a un tubo de Bourdon o a un manómetro hasta el punto de observación. En el tipo de dos tubos el segundo se utiliza para purgar el aparato y remover el gas o sedimento que éste contenga.

2.3.2.3 Piezómetros de Diafragma (figura 2.19)

Los piezómetros de diafragma es una celda cilíndrica con un diafragma impermeable protegido del contacto con el suelo -- por medio de un casquillo poroso que permite el paso de la presión de poro del agua y/o del aire al diafragma. Los piezómetros de diafragma pueden ser o neumáticos o bien eléctricos, dependiendo de la forma como determinan la presión en el diafragma. En los piezómetros neumáticos, dos tubos salen desde una estación de observación conectados a dos entradas en el cuerpo del piezómetro. La presión de poro ejercida sobre el piezómetro abre o cierra el diafragma (dependiendo --

TIPO BASICO

VENTAJAS

DESVENTAJAS

Sistema Abierto

Sencillo, comparativamente barato, generalmente no se congela, relativamente larga vida, fácil de instalar, antecedentes de efectiva operación

Largo tiempo de respuesta en suelos impermeables. Imposibilidad para leer presiones en poro negativas, no puede ser usado en áreas inundadas, debe ser protegido durante construcción; no es posible su observación en estaciones, requiere de una sonda de prueba.

Sistema Cerrado

Corto tiempo de respuesta en cualquier suelo, puede leer presiones negativas, puede usarse en áreas inundadas, comparativamente pequeña interferencia con la construcción, posibilidad de leerlo en una estación central.

La estación de observación deberá ser protegida contra congelamiento, cierta dificultad de instalar, caro comparado con el sistema abierto, algunas veces presentando dificultad para mantener el sistema de aire libre, algunos tipos son delicados, algunos tipos tienen un historial de servicio limitado.

Diafragma

Simple de operar la elevación de la estación de observación es independiente de la elevación del bulbo, no requiere protección contra congelamiento, muy corto tiempo de respuesta.

Datos de funcionamiento limitados, algunas experiencias insatisfactorias, alto precio y requiere un aparato de lectura también caro, delicado y requiere esmerado cuidado durante su instalación.

Neumático.- No se requiere ninguna instalación eléctrica, el bulbo y el equipo de lecturas son más bajos que el tipo de diafragma eléctrico.

Frecuentemente se detectan dificultades al escapar el gas utilizado, presiones negativas no pueden ser registradas, condensación de la humedad ocurre cuando un gas seco es usado, requiere cuidadosa aplicación de la presión del gas durante la observación para evitar daño en el bulbo.

Eléctrico.- Se pueden leer las presiones negativas.

Los aparatos están propensos a corto circuito total o parcial y su reparación introduce errores; algunas veces hay que pensar por temperatura y tiene problemas con el cero de la corriente del "strain-gauge", la resistencia y corriente desviada en conductores largos deben considerarse.

del diseño). Para medir la presión de poro, se introduce a través de uno de los tubos aire a presión hasta que ésta balancea a la presión que existe bajo la membrana (diafragma), una vez rebasando esta condición el aire circulará a través del segundo tubo llegando hasta la estación de observación.- La deflexión provocada en el diafragma por la presión de poro puede ser medida eléctricamente por medio de "strain-gauge" o por cuerdas vibrantes fijadas al diafragma y leído con equipo apropiado desde una estación de observación. Los piezómetros de diafragma han sido también desarrollados usando una combinación de ambos sistemas para determinar la presión en el diafragma. En la tabla 2.1 se hace una comparación de los tipos de piezómetros.

2.4 Medición de Presiones Totales

La distribución precisa de los esfuerzos en el suelo y los cambios que estos sufren durante su construcción y/o carga, es crítica para el análisis y el buen diseño de estructuras térreas. Aunque los esfuerzos en el suelo pueden ser estimados mediante algunas técnicas analíticas (elemento finito), la efectividad de éstas todavía es discutida por algunos autores³. Se han desarrollado equipos para medir en campo dichos esfuerzos; estos dispositivos son llamados generalmente "celdas de presión" o "celdas de carga" y son instaladas en-

el interior de las presas, tratando que su presencia no altere las condiciones de esfuerzo en la vecindad, desafortunadamente esto no es posible en su totalidad, ya que las características geométricas de la celda influyen de alguna forma en la distribución de los esfuerzos en el medio circundante. El instrumento está constituido por tres unidades básicas, la primera formada por la celda propiamente dicha, en la cual los esfuerzos inducidos por el terraplén son captados, funcionando de esta forma como receptor de presiones, estos receptores pueden ser de diafragma o rígidos, dependiendo del transductor utilizado.

La segunda unidad constituida por el transductor, que es el encargado de "traducir" los esfuerzos percibidos a unidades de fácil manejo e interpretación, pueden ser mecánicos, eléctricos e incluso hidráulicos.

Finalmente, el tercer elemento está constituido por la unidad remota de lecturas, que es la que permite el "monitoreo" a distancia de la celda.

Las celdas de diafragma son relativamente delgadas y flexibles y su forma de deformación es continua, ocurriendo la máxima deflexión en el centro de la celda, se encuentran llenas en su interior de aceite o de algún fluido incompresible

y utilizan transductores de presión mecánicos generalmente.-

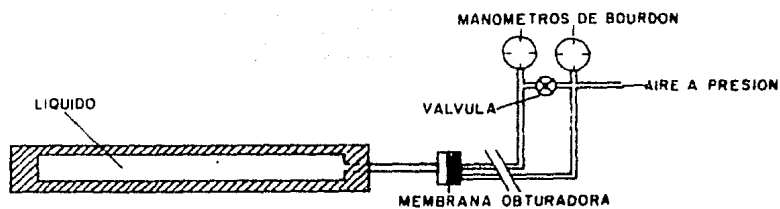
En la figura 2.20 se muestran este tipo de celdas.

Por su parte las celdas de cilindro rígido son completamente rígidas y robustas, las cuales son deformadas bajo cargas conocidas en laboratorio determinando así su relación carga-deformación, para que posteriormente, una vez colocada en la estructura se determinen las cargas que actúan en él midiendo sus deformaciones; generalmente este tipo de dispositivos trabajan con strain gauges, aunque también los hay a base de cuerdas vibrantes o incluso mecánicos. Algunas de las celdas más comunes pueden verse en la figura 2.21.

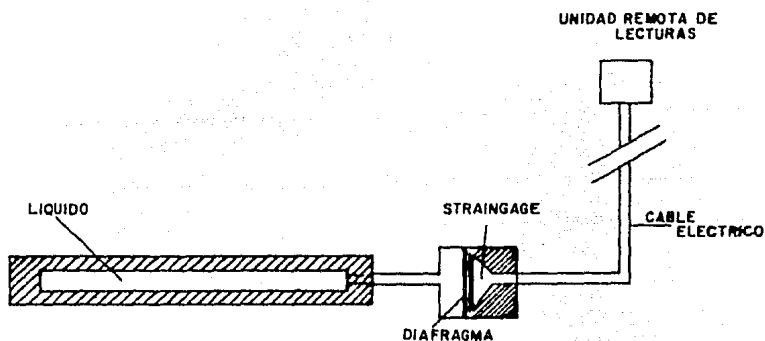
Aunque existen varias clasificaciones y tipos de celdas, es usual catalogarlas en base al sistema transductor empleado - al medir los esfuerzos que actúan sobre la celda. Algunos de los más comunes sistemas empleados son los siguientes:

- a) Strain gauges
- b) Cuerda vibrante strain gauge
- c) Piezoresistencias
- d) Sistemas hidráulicos cerrados con transductor
- e) Sistemas neumáticos.

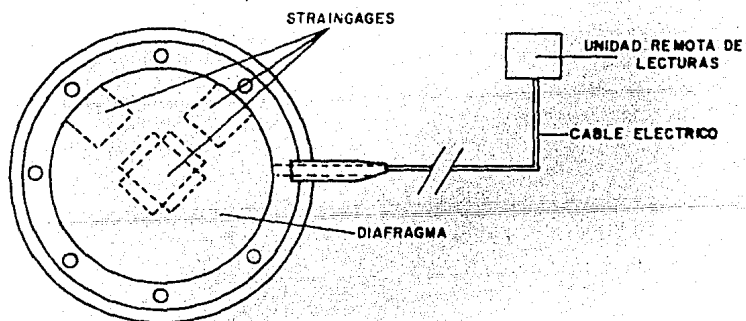
Los más comunes y precisos sistemas usados en la práctica --



CELDA DE PRESION NEUMATICA

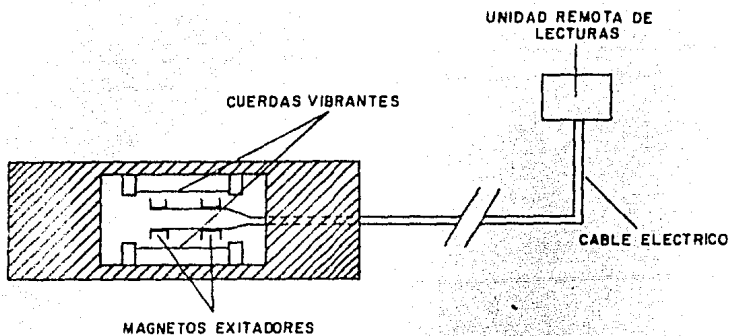


CELDA DE PRESION CON STRAINGAGE

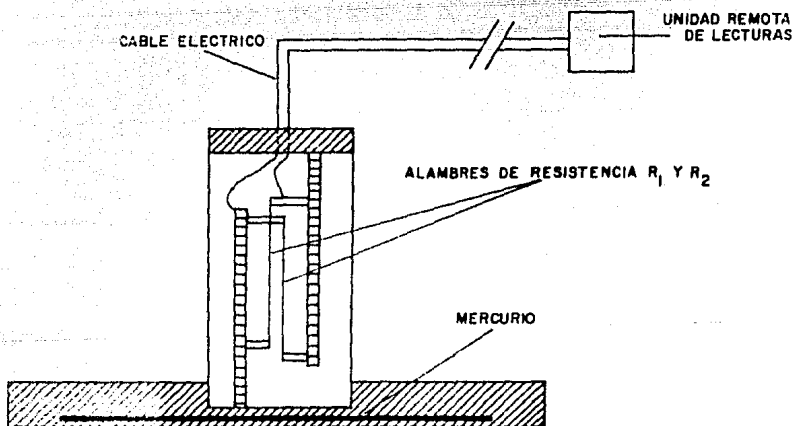


CELDA DE PRESION ELECTRICA CON STRAINGAGE

FIG. 2.20 CELDAS DE DIAFRAGMA



CELDA DE PRESION DE CUERDA VIBRANTE



CELDA DE PRESION ELECTRICA DE STRAINGAGE DE ALAMBRES COMBINADOS

FIG. 2.21 CELDAS DE CILINDRO RIGIDO

son los strain gauge, el de cuerda vibrante y los sistemas - hidráulicos cerrados. Cada uno de estos sistemas tiene sus - ventajas y limitaciones. Los strain gauges son fáciles de usar, su respuesta es rápida y lineal, pero son susceptibles de daño y de problemas diversos en el uso en el campo. Los - sistemas a base de cuerdas vibrantes son durables en el campo, pero no son lineales y tienen una respuesta relativamente lenta, su forma resulta inadecuada para medir esfuerzos - dinámicos. Los sistemas hidráulicos cerrados rellenos en su interior con un fluido incompresible, minimiza la deforma--- ción en la celda, pero la hace de tendencia abultada y puede ser no lineal si alguna burbuja de aire es atrapada en su interior durante el llenado.

2.4.1 Factores que Afectan las Mediciones en Celdas

Los factores que afectan las mediciones en celdas de presión pueden ser divididos en tres categorías:

- 1) Las propiedades y geometría de la celda
- 2) Las propiedades del suelo en que trabajará
- 3) Los efectos del medio con que esta en contacto

Las dos primeras categorías no deben considerarse del todo - separadas; la interacción entre la celda y el suelo no resull

ta directamente de la suma de las propiedades de cada miembro del sistema, más bien, se trata de una intersección de ambas.

Para ampliar este tema, puede consultarse la referencia 4, donde se detallan y explican cada una de estas categorías, de esta publicación, se ha tomado la tabla 2.2 que muestra los principales factores que afectan el funcionamiento de las celdas.

FACTOR	DESCRIPCION DEL ERROR	METODO DE CORRECCION
Relación de espesor/diámetro	El espesor de la celda altera el campo de los esfuerzos alrededor del punto de observación.	Usando celdas relativamente delgadas
Relación de rigidez suelo/celda	Cambio de rigidez de suelo probablemente causada por una calibración no lineal	Diseñar celdas para altas rigideces y usando factores de corrección.
Deflexión del Diafragma (arqueo)	Cambios de la distribución de esfuerzos por la excesiva deflexión de la celda.	Diseñar celdas de baja deflexión
Deflexión del cilindro o pistón de la celda.	Excesiva deflexión del diafragma de la celda.	Diseño de celdas de baja deflexión
Concentración de esfuerzos en las orillas de la celda.	Causan registros altos debido al incremento de los esfuerzos sobre la superficie activa de la celda.	Usar anillos exteriores inactivos que reduzcan el área sensitiva
Carga exéntrica y no uniforme	Cuando los granos del suelo son excesivamente grandes para el tamaño de celda utilizada.	Incrementando el diámetro de la celda de acuerdo al tamaño de los granos de suelo o roca.
Esfuerzos laterales.	La presencia de la celda en el suelo causa esfuerzos laterales, actuando normales a la celda.	Usando factores de corrección.
Comportamiento -- esfuerzo-deformación del suelo	Las condiciones de confinamiento de la celda influyen en las mediciones que éste aporta.	Calibración de la celda bajo condiciones similares a las de uso.
Efectos de la instalación.	La instalación de la celda causa	Es un error aleatorio, por lo que es deseable duplicar medidas, mediante aparatos cercanos.
Proximidad con -- otras estructuras o celdas.	Interacción con otros campos de esfuerzos de celdas o estructuras.	Usar el espacio ademado entre celdas.

Tabla 2.2 Factores que Afectan las Medidas en celdas de Presión

Esfuerzos medidos debido a efectos dinámicos.

La respuesta lineal, la frecuencia natural y la inercia de la celda causan el error

Calibrar bajo excitación dinámica.

Corrosión y humedad.

Causa la "falla" de la celda atacando a los materiales de la celda.

Tomos precauciones extras al sellar o impermeabilizar la celda.

Esfuerzos por -- instalación.

Sobrecargas durante la compactación -- pueden dañar permanentemente a la celda.

Checar el diseño de la celda, proporcionando así la energía de -- compactación adecuada.

Temperatura

Cambios en el "Cero de referencia" que no corresponden a la pendiente de calibración.

Calibrar para temperatura, o usar resistencia para balancear.

Continuación

TABLA 2.2 FACTORES QUE AFECTAN LAS MEDIDAS EN CELDA DE PRESION

Referencias

1.- Hanna T. H.

Foundation Instrumentation, Trans Tech Publications, volumen 1, 1973

2.- Mc Call J. L. and Mc Anear C. L.

Engineer Manual, parte 1, Groundwater and Pore Pressure Observations, Department of Army 1971

3.- Clough R. W. and Wood Word R. J.

Analysis of Embankment Stresses and Deformations ASCE

4.- Department of Army

Engineer Manual, parte 2, Earth Pressure Measuring Devices 1976

Capítulo III
Proyecto de Instrumentación

3.1 Introducción

El propósito de un programa de observación en presas de tierra y enrocamiento, puede obedecer a varias razones que a su vez justifican dicho programa; en el primer capítulo de este trabajo, hemos descrito algunas de las causas posibles de falla, así como algunas de las incertidumbres que se tienen al diseñar este tipo de obras, las cuales proveen por sí solas una razón específica para utilizar la instrumentación; en este capítulo mencionaremos algunas otras razones, que hacen necesaria la implementación de un programa de instrumentación y monitoreo. Se mencionará también los pasos esenciales para su planeación y ejecución, la selección de los instrumentos, su número y distribución dentro de los proyectos que se ilustran, describiendo los problemas y objetivos específicos que se pretendía cumplir al desarrollar éstos.

Hemos decidido incluir en esta tesis, un resumen de los puntos esenciales del Método de Observación de R.B. Peck desarrollado en 1970; ya que éste muestra el planteamiento general que se debe hacer de un programa de observación para tener resultados que satisfagan las interrogantes planteadas originalmente.

3.2 Razones para Utilizar Instrumentación

Existe una gran variedad de razones válidas para usar instrumentación en presas de tierra y enrocamiento si se hace un programa de instrumentación para las razones correctas, planeado apropiadamente y ejecutado por gente diligente, resulta de gran utilidad, reduciendo el costo o mejorando técnicas constructivas durante la operación de la presa, proporcionando valiosa información acerca de la respuesta de la estructura a solicitaciones propias de esta etapa (asentamientos, desplazamientos, fuerzas de filtración, carga dinámica, etc.).

Sin embargo, la instrumentación suele incluirse durante la construcción aunque no existan razones válidas, tal vez sólo porque el diseñador cree que es la cosa más moderna que hacer. Claramente la instrumentación no debe usarse a menos que el diseñador tenga una razón válida la cual pueda defender por medio de un razonamiento lógico. Peck (1970) expresó conceptos ya clásicos sobre el uso y el mal uso de la instrumentación, los cuales se reproducen más adelante.

Un diseñador o constructor de presas, o de construcción geotécnica en general trabaja con materiales de ocurrencia natural, y no puede asignar valores numéricos exactos para sus propiedades ingenieriles. Puede, en ocasiones cambiar los materiales naturales para hacerlos más apropiados a sus necesi

dades, puede hacer pruebas de laboratorio o pruebas de campo en muestras seleccionadas, pero nunca hará más que establecer un rango de valores posibles para las propiedades ingenieriles. Su diseño se basará en su juicio al seleccionar -- los valores mas probables dentro de esos rangos.

Conforme progrese la construcción y las condiciones geotécnicas sean observadas o monitoreado el comportamiento, los juicios del diseño pueden ser evaluados y hechos los cambios, - de ser necesarios. "Por tanto las observaciones durante la - construcción geotécnica en general son frecuentemente parte integral del proceso de diseño, y la instrumentación es una herramienta de ayuda en este proceso de observación. A este uso de la instrumentación puede dársele el nombre de "con--- trol de construcción" e ilustra una razón básica del por qué la instrumentación de presas de tierra y enrocamiento es necesaria".¹

Los siguientes puntos proveen razones específicas que justifican el uso de la instrumentación en presas.

- Control de construcción, planeado durante la fase de diseño.
- Control de construcción, planeado durante la fase de construcción.

- Seguridad.
- Diagnosticando la naturaleza específica de un evento adverso.
- Verificación de lo adecuado del diseño.
- Probando la adecuación de una nueva técnica de construcción.
- Verificación del funcionamiento satisfactorio a largo plazo.
- Verificación del funcionamiento satisfactorio bajo cargas extraordinarias (principalmente dinámicas).
- Avance del estado de diseño.
- Verificación del cumplimiento del contratista con las especificaciones.
- Razones legales.

3.2.1 Control de Construcción, Planeado Durante la Fase de Diseño

Las incertidumbres que frecuentemente se presentan en la etapa de diseño, puede en un momento dado, condicionar el procedimiento y las especificaciones de construcción de la obra.- Previendo una situación de este tipo, es como se han concebido programas para monitorear y observar el comportamiento actual durante la construcción, para que los procedimientos o esquemas puedan ser determinados de acuerdo con el comporta-

miento observado.

3.2.2 Control de Construcción, Planeado Durante la Fase de Construcción

Acontecimientos imprevistos no son raros durante la construcción de presas. Un diseñador puede haber preparado planos y especificaciones basadas en la mejor información disponible en ese tiempo, pero durante la construcción un aspecto geotécnico adverso imprevisto puede estar revelando o un comportamiento adverso puede observarse a tal grado que deban cambiarse los planes. Acciones que deban ejecutarse simultáneamente, pueden limitar severamente los cursos de acción, y pueden quedar preguntas en la mente del diseñador referentes a si es adecuado el procedimiento de construcción revisado. También se le puede requerir que demuestre claramente lo adecuado del procedimiento revisado. La instrumentación puede indicar si el procedimiento nuevo es adecuado y puede usarse como una herramienta para controlar la construcción subsecuente. Este uso de instrumentación también puede categorizarse como monitoreo de seguridad durante construcción.

3.2.3 Seguridad

La instrumentación puede jugar un papel importante garanti-

zando que la construcción es segura o dando una prevención de inminente fracaso. Si es planeado para este propósito, la instrumentación podría también ser llamada instrumentación de control de construcción porque si la seguridad está en duda, el diseñador debe tener un recurso concebido en caso de que la construcción demuestre ser insegura.

3.2.4 Diagnosticando la Naturaleza Específica de un Evento Adverso

Si ocurre un evento adverso, la primera necesidad es definir su naturaleza, porque sólo entonces se puede planear una medida correctiva y ponerla en práctica. La instrumentación puede ayudar a definir la naturaleza y evolución del problema.

3.2.5 Verificación de lo Adecuado del Diseño

A causa de dudas inherentes en el diseño, una especificación para construcción geotécnica puede requerir que el contratista realice una o más pruebas de ensayo. Idealmente tales pruebas de ensayo se hacen como parte de la fase de diseño, para que los criterios utilizados puedan tomar en cuenta los resultados, pero frecuentemente el tiempo y las restricciones de carácter económico hacen esto imposible. Por lo --

tanto, la factibilidad de construcción planeada, puede estar abierta a una seria interrogación debido a los resultados obtenidos, y una prueba de ensayo a escala completa puede ser oportuna. Una prueba de ensayo siempre incluirá observaciones, la cual puede incluir instrumentación.

3.2.6 Probando la Adecuación de una Nueva Técnica de Construcción

A veces la profesión por su carácter técnico no acepta las nuevas técnicas de diseño y construcción sino hasta que éstas han sido probadas satisfactoriamente en base al comportamiento real que del uso de estas se deriva. Otras veces, aunque muchas técnicas han sido ya probadas, dudas sobre su aplicación en ciertas condiciones específicas, siguen siendo razones para el monitoreo.

3.2.7 Verificación del Funcionamiento a Largo Plazo

Tal vez, las presas de tierra y enrocamiento sean las obras civiles en las que una falla total de la estructura, provocaría la mayor catástrofe en cuanto a pérdidas materiales y humanas, es por ello que los Ingenieros que de alguna forma intervienen en su creación deben garantizar la seguridad del conjunto. El monitoreo del funcionamiento a lo largo de la

vida de la estructura, usando observaciones e instrumentación, puede ser la manera más conveniente de asegurar el adecuado funcionamiento a largo plazo.

3.2.8 Verificación del Funcionamiento Satisfactorio bajo -- Cargas Dinámicas

En algunas zonas de México la ocurrencia de sismos, provee también una razón específica de instrumentación; ya que la respuesta dinámica de suelos y rocas a cargas osilatorias es extremadamente compleja y difícil de predecir por medio de análisis teóricos. Esto se debe, principalmente, a la constitución trifásica de estos materiales y a la relativa debilidad de las ligas, tanto de una fase a otra como de las partículas sólidas entre sí, que permite cambios significativos del arreglo geométrico ante acción de cargas de este tipo; provocando de esta forma las variaciones de las propiedades mecánicas del suelo.

3.2.9 Verificación del Cumplimiento del Contratista con las Especificaciones

En los casos donde las especificaciones requieren que el contratista construya de acuerdo a un criterio numérico, la instrumentación puede usarse para verificar si se cumple con

ello.

3.2.10 Avance del Estado de Diseño

Muchos avances en procedimientos de diseño geotécnico se han hecho como resultado de medidas de campo. Frecuentemente estas medidas se han hecho para una de las razones específicas del proyecto descrito arriba, y el avance general de conocimientos ha sido un producto derivado. Sin embargo, varias -- pruebas de investigaciones notables y prácticas han sido, y son, hechas para revisar y extender las teorías existentes -- para el comportamiento del suelo y roca y así proveer una ba se para extender el estado del diseño de construcción geotécnica. Estas investigaciones orientadas hacia la investiga--- ción generalmente requieren mucha mas extensa instrumenta--- ción de campo de la que se requiere para control de construcción.

3.2.11 Razones Legales

En casos en donde la construcción geotécnica pueda afectar a propiedades vecinas, la instrumentación puede usarse para de finir si existe o no relación entre la construcción y las -- condiciones de cambio de aquella propiedad. Las razones legales también pueden incluir monitoreo de vibración debido a -

inserción de pilotes o explotación de bancos de materiales con explosivos.

3.3 Planeación de la Instrumentación

No se debe perder de vista el objetivo principal de la instrumentación, que es el de observar en forma realista el comportamiento de la estructura y ajustar las observaciones al problema particular.

Uno de los problemas aún no resueltos al planear una instrumentación es el de tener que definir el número de aparatos que se deben usar y cuantos de ellos se deben dejar de observar a medida que pasa el tiempo y se adquiere un mejor conocimiento de la estructura a largo plazo.

La magnitud del programa de instrumentación puede ser función del alcance y grado de detalle de la investigación preliminar del sitio, cuando los parámetros empleados en el diseño no son los mas conservadores. Conviene elaborar el programa con anticipación para estudiar con cuidado todos los detalles antes de que empiecen las prisas que acarrea el inicio de la construcción.

La existencia de alguna razón específica para observar el --

comportamiento de presas de tierra y enrocamiento, requiere la elaboración de un proyecto de instrumentación, el cual debe planearse cuidadosamente antes de que los instrumentos se an habilitados dentro del cuerpo de la cortina. Los pasos -- esenciales tomados de la referencia 2 nos dan una idea general de los factores que deben tomarse en cuenta para que el programa de instrumentación de los resultados esperados:

- a) Determinar que tipos de medidas se requieran.
- b) Selección de los tipos específicos de instrumentos - que mejor se adapten al medio y que den las mediciones requeridas.
- c) Plano de localización, número y profundidad de los - instrumentos.
- d) Desarrollo de las técnicas de procesamiento de datos adecuado al problema específico.

Inicialmente el proceso de planeación requiere del desarrollo de ideas sobre las causas que provocan desperfectos en la estructura y los probables límites de profundidad y frontera de los fenómenos a observar. Por supuesto, el conocer algunas respuestas a estas interrogantes antes del diseño puede ser de gran ayuda. Un reconocimiento físico del área, el estudio de la geología, una revisión de los registros de lluvias y la observación de accidentes topográficos (esen---

cialmente los de apariencia reciente) ofrecen también algunas guías generales para el adecuado diseño del proyecto de instrumentación.

Un sistema de instrumentación en el cual los instrumentos no hayan sido colocados en una zona significativa (por los datos que éste aporte) del terraplén o hayan sido distribuidos erróneamente, es un gasto inútil de tiempo y dinero.

Un programa de instrumentación, sean cuales fueren sus fines, debe concebirse y establecerse dentro del marco general del proyecto, como una pieza más del conjunto; probablemente, estaría interaccionado con el proyecto mismo, de acuerdo con Rico Rodríguez y Del Castillo, "Un programa de instrumentación concebido a posteriori y fuera del proyecto, nunca rinde sus frutos por completo e inclusive puede resultar inútil o imposible de realizar".³

El método de observación de R. B. Peck puede resumirse de manera clara, los puntos claves para que un programa de instrumentación alcance el éxito esperado, el método se reproduce a continuación.

3.3.1 Método de Observación

El método de observación (Peck, 1969) puede resumirse como sigue:

- Explorar para definir propiedades geotécnicas generales.
- Establecer las condiciones más probables y desviaciones más extremas de aquellas condiciones más probables.
- Diseño basado en las condiciones más probables.
- Planear un programa de monitoreo y predecir el comportamiento para las condiciones más probables.
- Predecir el comportamiento para las condiciones extremas.
- Seleccionar cursos de acción, por adelantado, para usar si las medidas difieren de las predicciones más probables.
- Monitoreo durante la construcción.
- Modificar la secuencia de construcción o diseño para que convenga a las condiciones actuales, y cambiar la construcción en forma acorde.

Claramente, el método es inaplicable si el carácter del proyecto es tal que el diseño o secuencia de construcción no puede alterarse durante la construcción, pero de otra manera el método puede tener el potencial para grandes ahorros en -

tiempo y dinero, o para proveer garantía necesaria de completa seguridad.

3.4 Tipos de Medidas Requeridas

Las mediciones, las cuales representan propiamente los resultados de la instrumentación, no proporcionan por si solas un mejor entendimiento de lo que ocurre en una presa. Ellas deben ser hechas con un propósito, un propósito que pueda ser expresado en la forma de una pregunta específica que esté relacionada en alguna forma a una hipótesis.

Un programa de instrumentación, puede frecuentemente no aportar datos o información de valía, debido a fallas en la instrumentación o en el procedimiento de observación, o puede reflejar la falla de no haber pedido a los instrumentos la respuesta a una pregunta específica. Las mediciones pueden ser confiables, los instrumentos pueden trabajar a la perfección y un gran número de observaciones pueden haberse efectuado; la información puede haber sido presentada en forma exquisita y elegante, pero todo para nada en virtud de que la información obtenida carece de esa información vital necesaria para entender los acontecimientos de mayor significancia de la obra.

Por ejemplo: un deslizamiento por definición involucra un movimiento; la magnitud, el grado y la distribución de ese movimiento son generalmente las más importantes medidas requeridas. Igualmente importante en otros problemas de deslizamiento puede ser la medición de la presión de poro del área de deslizamiento, particularmente en sistemas estratificados en los cuales el exceso en la presión hidrostática puede --- existir entre capas.

Si la profundidad del deslizamiento permite la observación visual fácilmente, unas cuantas medidas superficiales podrían ser suficientes para obtener el grado de movimiento o --- afectación. Las medidas superficiales deberían extenderse -- más allá del límite del movimiento visual haciendo posible - que el avance del fenómeno pueda ser monitoreado. Distintas - medidas de movimientos verticales y horizontales en varios - puntos cercanos al área de estudio deberían ser obtenidos. - También deberán hacerse comparaciones verticales, observacio - nes de la evolución de las grietas. La dirección del movi--- miento frecuentemente puede ser inferido por el patrón de a - grietamiento, particularmente por la disposición de los ex-- tremos irregulares de las grietas. Si la profundidad y el es - pesor de la zona de movimiento no permite una observación su - perficial, podrán usarse inclinómetros o algún otro instru- - mento capaz de detectar los movimientos en la profundidad. -

La presión de poro en ó cerca de la superficie de desliza---
miento debe ser medida, facilitando de esa manera un análi--
sis de esfuerzos efectivos para ser ejecutado y fijado en --
justa proporción a mediciones de drenaje.

Sin duda alguna, mas de un proyecto parece estar respaldado-
con los resultados de una instrumentación elaborada a un cos
to considerable en la supuesta premisa de que seguramente --
los resultados de dicha inversión serán capaces de responder
a las preguntas de interés. Con los antecedentes del proyec-
to en la mano, el investigador busca la pregunta que los re-
sultados de la instrumentación habrán de contestar. Si él fa
lla y las probabilidades favorecen que así sea, difícilmente
podrá disfrazar lo esteril de la investigación. Si es presio
nado a tener que exponer la pregunta, podrá sugerir unicamen
te vagas generalidades, tales como mejorar el presente esta-
do de conocimientos; de como hacerlo no estará seguro.

3.5 Selección del Tipo de Instrumento

En la actualidad poseemos instrumentos y técnicas para medir
cantidades que hasta hace poco no podrían ser determinadas -
en forma confiable, algunos de estos instrumentos son delica
dos y caros, pero si la información que proporcionan es vi--
tal y no puede ser obtenida de ninguna otra manera son bie--

nes importantes en la aplicación del procedimiento de observación.

Sin embargo la sofisticación no es un fin por sí mismo, mientras mas complejo sea el equipo que se use, mayores son las posibilidades de fallas; al respecto R. B. Peck⁴ dice:

"El instrumento que muchas veces se olvida en nuestro mundo técnico es el ojo humano conectado al cerebro de una persona inteligente". y agrega: "En mi punto de vista, como una generalización amplia, si uno puede con suficiente exactitud hacer una observación visual con una escala graduada, uno no debe usar un micrómetro; si uno puede hacer una observación con micrómetro, no debe usarse un medidor de esfuerzo mecánico; si uno puede efectuar la medición con un instrumento mecánico, nunca debe usarse un eléctrico. Toda clase de instrumentos mecánicos debe preferirse sobre los eléctricos y toda clase de instrumentos eléctricos deben preferirse sobre los aparatos de medición electrónicos. Esto es; donde exista la posibilidad de escoger el equipo mas sencillo, éste será el que tenga las mayores posibilidades de éxito".

Existen muchos tipos y modelos de instrumentos disponibles para la medición de cambios en las condiciones internas de un terraplén, del mismo modo existe una gran variedad en el

grado de sofisticación de ellos, particularmente en las capacidades de lectura de cada uno. Muchos instrumentos han sido desarrollados para medir movimientos verticales y horizontales del terraplén, presiones de poro, esfuerzos y deformaciones "in situ", respuestas dinámicas y algunos otros parámetros. Sin embargo en la mayoría de los problemas geotécnicos la medición de movimientos horizontales y verticales así como el registro de las presiones de poro son los que interesan e intervienen en forma primaria. Así, si el movimiento es a lo largo de un bien definido plano de corte, tales como planos de "echado" (estratificación) o fracturas, simples marcas de prueba son suficientes para determinar su desarrollo. Si los movimientos son grandes y rápidos, la precisión no es esencial por lo que los inclinómetros pueden ser suficientes. Cuando la variación del movimiento es pequeño y la profundidad y la distribución no son conocidos, se requerirá de una instrumentación mas precisa, es aqui donde deben instalarse inclinómetros de precisión, aunque pueden existir casos en que extensómetros o strain-meters pueden ser usados con grandes ventajas.

Los piezómetros de tipo Casagrande, son los mas usados generalmente para mediciones de presiones de poro, pero su tiempo de respuesta inicial es lento en suelos de grano fino, -- por ésto, los piezómetros neumáticos o eléctricos son prefe-

ribles en este tipo de suelos. Piezómetros de aire o de flujo lento deben ser usados en arcillas o en pizarras que tengan baja permeabilidad o subpresiones que se puedan presentar por descargas.

La disposición y los programas de monitoreo de instrumentos son usualmente determinados por las necesidades específicas del proyecto.

Los instrumentos deben ser confiables, rígidos (resistentes) y capaces de funcionar por largos períodos de tiempo sin necesidad de repararlos o reemplazarlos (cuando ésto es posible). También deben ser capaces de responder en forma precisa y rápida a los cambios que se den dentro de la estructura en todo tiempo. Una alta sensibilidad es usualmente un requisito cuando el comportamiento es monitoreado durante construcción, ya que frecuentemente la variación de algún cambio, provee la clave para la interpretación. La localización de los instrumentos requiere un cabal entendimiento de la geología y de las condiciones del terreno. Esto es particularmente cierto en los aparatos que registran las presiones de poro ya que éstos están comprometidos a medir presiones en zonas específicas de debilidad o zonas potencialmente inestables. Siendo la mayoría de las medidas relativas, una base estable o la mayoría de los datos pueden ayudar a determinar

los movimientos o variaciones generales.

A menudo la posibilidad de escoger no existe, por ello el uso de un equipo simple en lugar de uno sofisticado es solamente un ideal. Por ejemplo, si uno desea medir los movimientos alrededor de una abertura en la roca, donde los movimientos serán sumamente pequeños cuando más, o cuando uno debe realizar estas mediciones a distancia, entonces nada podrá ser usado salvo un equipo sofisticado. Hemos dicho que una instrumentación sencilla es usualmente la mejor, pero frecuentemente además el tiempo que se consume para su lecturas mayor, por ejemplo, en los Estados Unidos los datos de los inclinómetros son registrados en un "casette" y llevados posteriormente a una computadora donde son procesados en cuestión de segundos, es aquí donde la sofisticación muestra sus ventajas sobre los sistemas convencionales. Cuando un equipo sofisticado sea necesario será preferible utilizar instrumentos cuya confiabilidad ya se encuentre establecida.

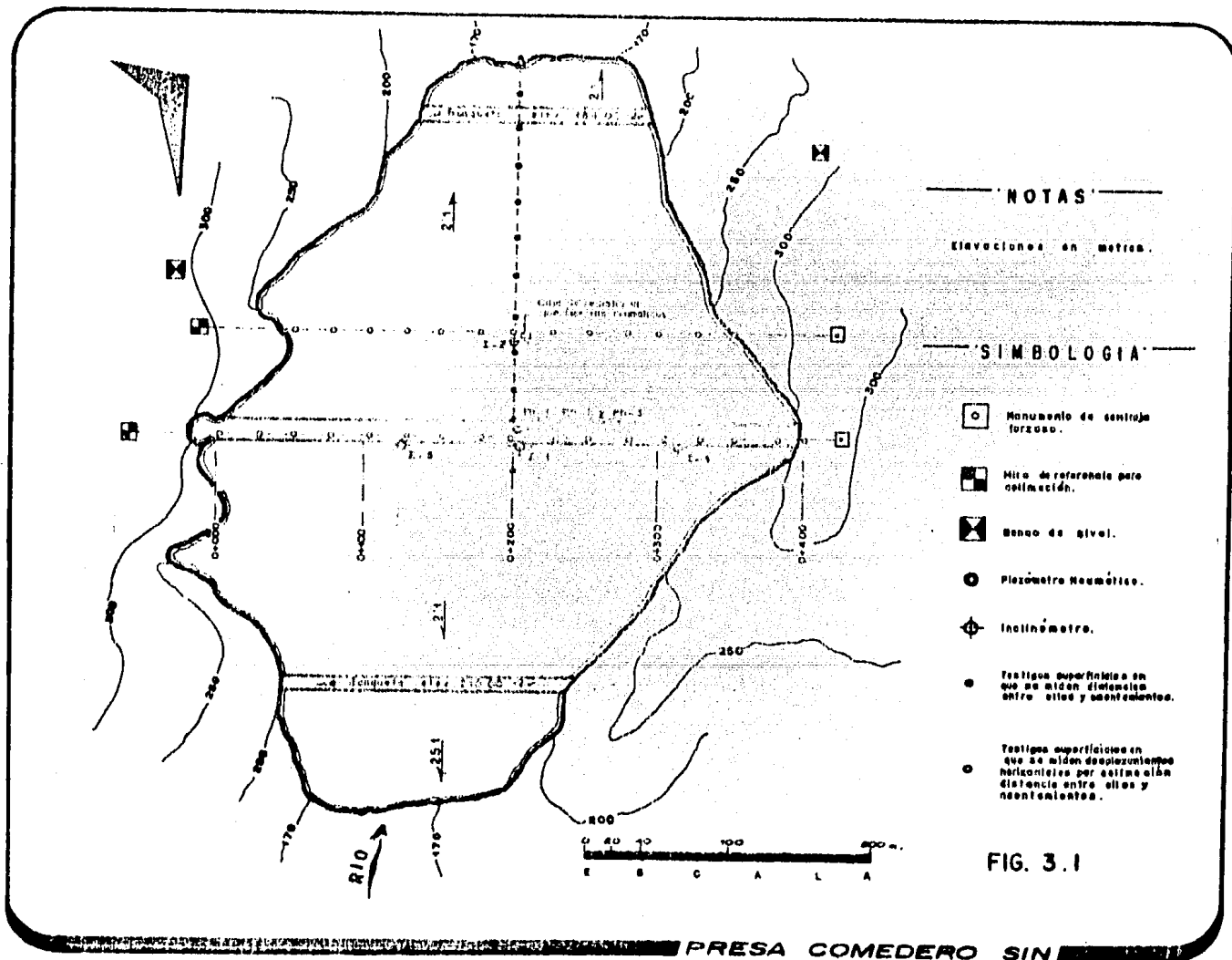
3.6 Diseño del Proyecto

Al llevar a cabo un proyecto de instrumentación, el proyectista tendrá que prestar atención a una serie de factores que influyen al decidir el tipo, número y distribución de los instrumentos que se instalarán dentro de la estructura.

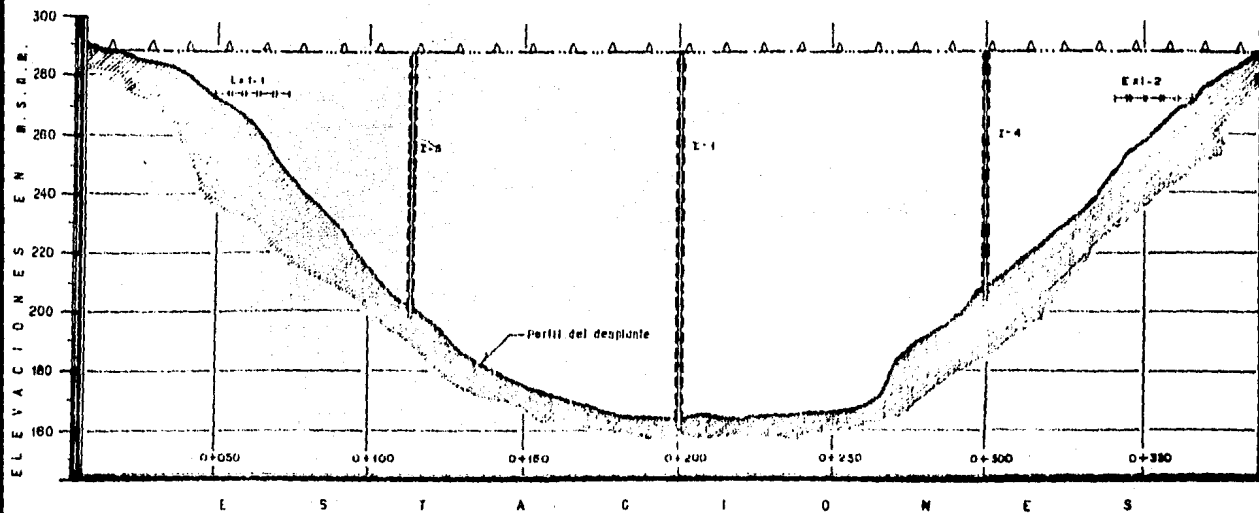
Dichos factores involucran puntos tales como las características topográficas del sitio, propiedades de los materiales disponibles, características de funcionamiento de la obra, condiciones regionales de la zona y la razón por la cual fue concebida dicha instrumentación.

Si bien esos factores condicionan en parte la distribución de los instrumentos, la experiencia mexicana⁵, recomienda -- que la distribución se haga preferentemente en dos planos -- principales perpendiculares entre si; uno de ellos es aquel en el cual un estado de deformación plana prevalece y que generalmente coincide con la sección máxima; el segundo, perpendicular al primero está contenido en el eje de la cortina o en algún otro cercano y paralelo a éste. Presas como la de "Comedero" (SARH) en Sinaloa figura 3.1, "Andrés Figueroa" - (SARH) en Guerrero y "La Angostura" (CFE) en Chiapas son --- ejemplos claros de este tipo de distribución.




En la figura 3.2 de la Presa Comedero puede observarse como las características topográficas de la boquilla, fueron determinantes para concebir los grupos de extensómetros colocados en ambas laderas, ya que se consideró que la pendiente de éstas por ser tan pronunciada, sumada a la gran altura -- que se tiene al centro de la cortina (140m), podría favorecer el desarrollo de zonas a tensión, en regiones proximas a



PERFIL POR EL EJE SIMETRICO DE LA CORTINA



SIMBOLOGIA

-  inclinometro.
-  Extensometro.
-  Testigos superficiales en que se miden desplazamientos horizontales por comparación de distancia entre ellos y uso de alfileres.

NOTAS

ESTACIONES Y ELEVACIONES
EN METROS

FIG 3.2

los empotramientos cercanos a la corona.

Algunas otras ocasiones, las condiciones geológicas o las -- propiedades de los materiales de la cimentación, sugieren al diseñador una distribución tal, que permita la observación -- de fenómenos o condiciones específicas; un ejemplo claro de -- esto, puede ser el dique No. 2 de la Presa Netzahualcóyotl -- (SARH-CFE), Chiapas (figura 3.3), el cual no solo se instru- -- mentó (1963) sino que se diseñó (1959) tomando en cuenta la -- presencia de una falla en el lecho del cauce (figura 3.4) o- -- rientada aproximadamente en la dirección del escurrimiento; -- por lo que se temía que la presencia de la presa afectara -- las condiciones existentes en el sitio provocando la reactivación o la evolución desfavorable de dicha falla.

En la mayoría de las presas construídas en el suroeste de la República Mexicana en los estados de Chiapas, Oaxaca, Guerrero y Michoacan, principalmente, la instrumentación que se ha hecho, comprende la instalación de instrumentos que regis- -- tren las acciones y características de los sismos que ocu- -- rren con cierta frecuencia en esa zona, características que -- posteriormente se comprobará si tienen o no que ver con los -- datos que aportan los demás instrumentos instalados. Es de- -- cir, que en la instrumentación en esta zona de la República -- está condicionada por la ocurrencia de sismos. En la figura-

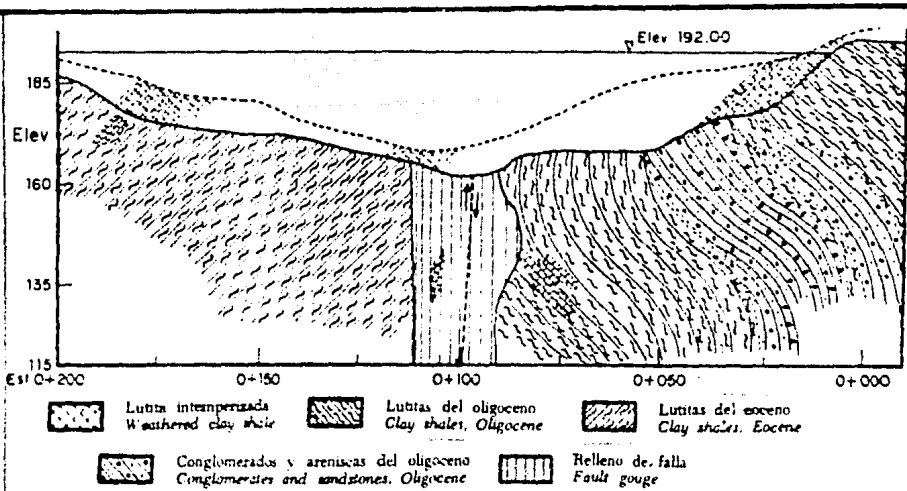


FIG. 3.3 CORTE GEOLOGICO DIQUE 2 PRESA NETZAHUALCOYOTL Chis.

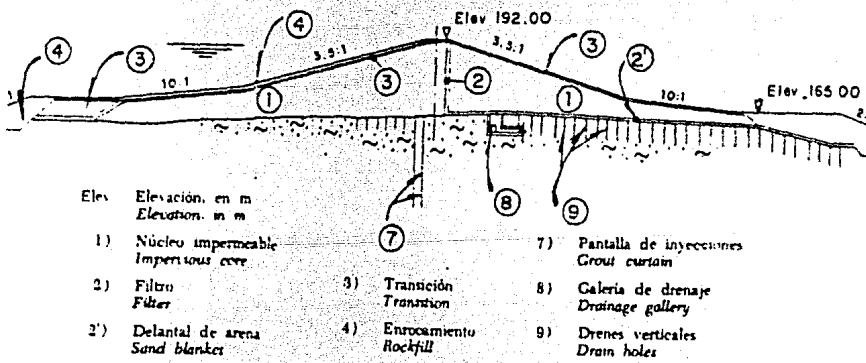
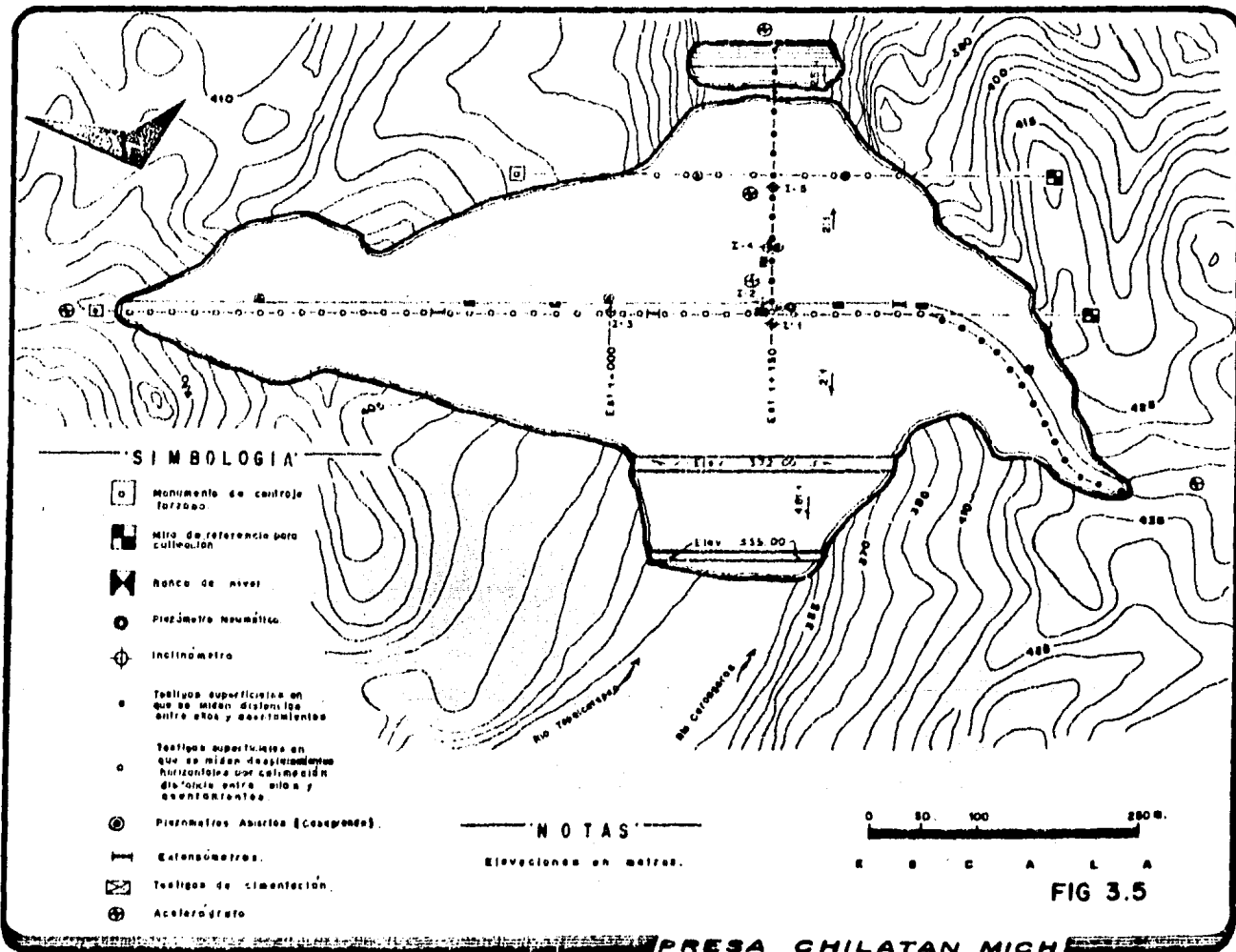


FIG. 3.4 SECCION MAXIMA DIQUE 2 PRESA NETZAHUALCOYOTL Chis.

3.5 se muestra el proyecto de instrumentación de la Presa -- "Chilatlán", Michoacan, donde los instrumentos sísmicos se -- proyectaron sobre la sección máxima y encima de ambos emp-- tramientos, buscando de esta forma conocer la respuesta de - la estructura ante sollicitaciones dinámicas.

Siempre es recomendable verificar de alguna forma las medi-- das que se toman de los instrumentos mediante comparaciones-- cruzadas entre diferentes tipos de instrumentos próximos en-- tre sí para garantizar la veracidad de los datos aportados:-- esto es particularmente importante cuando la seguridad es de-- terminante como en el caso de la Presa "Madín" Estado de Mé-- xico, donde existen aguas abajo asentamientos humanos de im-- portancia que pudieran verse afectados en caso de siniestro. En muchas ocasiones esta recomendación implica habilitar un-- gran número de instrumentos cuya instalación provoca general-- mente interferencias o retrasos en la construcción, haciendo necesario sacrificar el avance de la construcción en aras de un monitoreo amplio. De lo antes mencionado puede intuirse - que el diseño de un proyecto de instrumentación deberá consi-- derar variables de difícil evaluación, que el proyectista, a-- poyado en sus conocimientos y experiencia tendrá que tomar - en cuenta implícitamente; en general el proyectista deberá - tener en mente factores tales como:



Objetivo de la instrumentación.

Forma de construcción.

Características de la boquilla (topográficas)

Propiedades de los materiales disponibles.

Función de la Obra.

Clima y tiempo de ejecución.

Características geológicas y sismológicas regionales.

Poblaciones aguas abajo, etc.

En épocas recientes el diseño de la instrumentación de presas se apoya en los resultados de análisis de esfuerzo-deformación obtenidos por medio del método del Elemento Finito, - el cual tiene la capacidad de involucrar la mayoría de los factores arriba mencionados y las combinaciones que de estos pueden derivarse.

Referencias

- 1.- Duniclift C. J.
Reason for Using Instrumentation, University Missouri,
Extention Division 1981
- 2.- Wilson S. D. and Mikkelsen D. E.
Field Instrumentation, Research Board Special Report 176
Landslides: Analysis and Control 1978
- 3.- Rico A. y Del Castillo
Ingeniería de Suelos en las Vias Terrestres, tomo II, ca
pítulo 13 LIMUSA 1977
- 4.- Peck R. B.
Observation and Instrumentation: Some Elementary Consid
erations, Seminar on Field Observations in Fundation De--
sign an Constrution 1970
- 5.- ASCE, Committe on Embankment Dams and Slopes
Embankment Dams Instrumentation, Stress-Strain Analses
and Field Performance, capítulo 7, voluman 98, 1972

Capítulo IV

Instalación y Operación

4.1 Introducción

En los capítulos anteriores, nos hemos concentrado en definir y discutir algunos puntos relacionados con la primera etapa de un programa de instrumentación; el diseño. En estos capítulos, se tratan las siguientes dos etapas: la instalación y la operación de los instrumentos; se desarrollan simultáneamente, debido a que consideramos que el inicio de estas dos etapas, prácticamente ocurren al mismo tiempo.

El colocar un instrumento dentro de una masa de suelo o roca puede parecer a simple vista un procedimiento sencillo, sin embargo, en no pocas ocasiones un control inadecuado al instalar los instrumentos ha provocado el fracaso parcial o total de un programa de instrumentación. Es por ello recomendable que al instalar un instrumento se tomen en cuenta cuando menos las siguientes consideraciones:

- 1) Que el instrumento haya sido calibrado.
- 2) Que el instrumento no se dañe al ser colocado en su sitio.
- 3) Que las condiciones del material en que queda alojado el instrumento, no alteren las condiciones "in situ" de la masa circundante al aparato.
- 4) Que presente el mínimo de interferencia, si el lugar

donde se instala está en construcción.

- 5) Que se tenga una protección adecuada, contra elementos externos que lo dañen a lo largo de todas las líneas de salida que van desde el instrumento al tablero de medición.

De los cinco puntos mencionados anteriormente, sin duda el más difícil de lograr es el tercero.

Por otra parte, la lectura y evaluación de los datos (operación) proporcionados por los diferentes instrumentos deberá realizarse de inmediato por personal conciente y responsable. Es común, para algunos instrumentos el requerir transformaciones de los datos que aportan, ya que generalmente están dados en unidades eléctricas, haciendo necesaria su conversión a unidades de manejo común como son longitudes, cambios de volumen, presión. En otras ocasiones, como ocurre con los piezómetros neumáticos o las celdas de presión, es necesario hacer algunas correcciones debidas a las características geométricas y de rigidez de sus membranas. Además de los detalles de instalación de los instrumentos de más uso, en este capítulo hablaremos de la forma de como deben leerse estos, presentándose el procedimiento que de algunos debe hacerse, considerando lo expuesto en parrafos anteriores, así como los registros que utiliza en México la SARH para or

ganizar y procesar la información registrada en el campo.

4.2 Instalación de Referencias Topográficas

Las técnicas topográficas, empleadas en la instrumentación de presas requieren de pequeñas preparaciones para su funcionamiento óptimo, así tenemos, que para las líneas de colimación empleadas para la localización de instrumentos (por intersección de dos líneas) o para la observación de desplazamientos normales a la línea, se emplea una mira y un monumento de centraje forzoso, ambos hechos de concreto armado y empotrados en zonas libres de la influencia de los movimientos provocados por la estructura, a fin de garantizar que la línea no pierda nunca su posición original. Para el caso de bancos de nivel empleados como referencias para medir asentamientos en testigos superficiales o de cimentación, también deben estar fuera de la zona de movimientos de la cortina y estar lo suficientemente empotrados para que no sean movidos por fuerzas ya sea externas o propias del suelo de cimentación.

Las recomendaciones generales para la instalación de referencias superficiales topográficas tales como monumentos de centraje forzoso, miras, bancos de nivel y testigos superficiales (figuras 2.5, 2.2, 2.4, respectivamente) puede resumirse

en las dos siguientes operaciones:

- 1) Limpieza de la zona de construcción, ya sea de vegetación para el caso de bancos de nivel y de miras y monumentos de colimación, o de el enrocamiento superficial para el caso de testigos; se realizara una excavación para el desplante de la estructura, con las dimensiones de la base y hasta una profundidad que asegure su empotre. Generalmente esto se logra entre 40 y 60cm de profundidad.
- 2) Se instalará la cimbra necesaria para el monumento, efectuando a continuación el colado del cuerpo del mismo con una mezcla de concreto con resistencia de 200 kg/cm^2 que deberá vibrarse durante su colado. A continuación y antes del fraguado se ahogarán las piezas necesarias (pernos de centraje, varillas para nivel, tornillos, etc.).

4.3 Instalación de testigos de cimentación

La instalación de los testigos de cimentación (testigos profundos) en el material impermeable de la cortina, para la medición de asentamientos sufridos en la cimentación, se hara de acuerdo a las siguientes operaciones:

- 1) Se fija su posición por medios topográficos, efectuándose una excavación en el terraplén de las dimensiones necesarias para colocar la zapata de cimentación.
- 2) Se colocará un bloque de concreto (figura 2.3) ahondando al centro de él una sección de tubería de 25.4 mm (1"), garantizando que quede en posición vertical
- 3) Se protege la tubería de 25.4mm con una de mayor diámetro, y se procede a la sobreelevación, prolongando ambas tuberías a medida que avanza el terraplén.
- 4) Una vez alcanzada la altura definitiva, se nivelan los brocales y se protegen con cajas de registro de concreto.

Para recabar la información de estos dispositivos, se hacen nivelaciones periódicas del brocal, comparándolas posteriormente con la elevación inicial del brocal.

4.4 Inclínómetros

4.4.1 Instalación

La instalación de la tubería, deberá hacerse después de la construcción de los monumentos de colimación y miras de referencia, los cuales servirán para determinar la localización,

orientación y posteriores desplazamientos de los brocales.

Existen dos etapas en su instalación:

- 1) Instalación en perforaciones.
- 2) Prolongación de las tuberías a medida que avanzan -- las terracerías.

4.4.1.1 Instalación en Perforaciones

- 1) Se hará el trazo para localizar la perforación y se efectuará esta hasta una profundidad tal que penetre 3.00m en el material de cimentación. Se empleará el equipo adecuado que garantice perforaciones verticales.
- 2) Las uniones de los tramos (figura 4.1) que se introducen simultáneamente en la perforación deberá efectuarse previamente.
- 3) El tubo inferior servirá como depósito de azolves y previamente a su instalación se colocará en su parte inferior un tapón de aluminio perfectamente sellado y fijado al tubo. También se colocará en el mismo -- tramo, a una distancia de 60cm a partir del fondo, - un pasador de aluminio, con objeto de evitar que las sondas bajen hasta el fondo y a la vez permitir el -

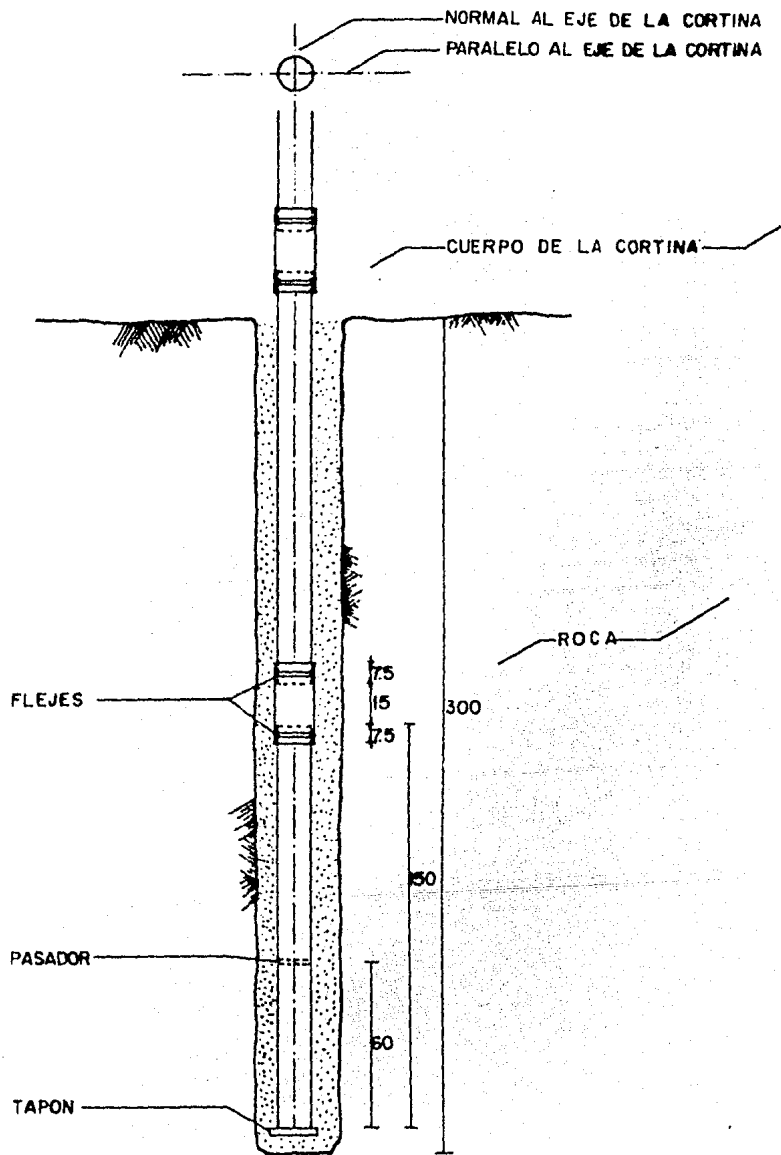


FIG.4.1 INSTALACION DE INCLINOMETRO

paso de azolves.

- 4) Una vez instalados los tubos dentro de la perforación, se rellenará el espacio entre la tubería y la perforación con mortero (arena-cemento), en la figura 4.1 se ven los detalles.

4.4.1.2 Prolongación de las Tuberías a Medida que Avanzan - las Terracerías

- 1) Se acoplará el siguiente tramo de tubería, arriba de la zona de trabajo, verificando siempre su verticalidad. Así mismo se procurará corregir la torsión de la tubería.
- 2) Alrededor de los inclinómetros, en los respaldos de la cortina, se formará un corral de protección de aproximadamente 2.00m de diámetro con piedra acomodada a mano, rellenando el espacio entre el corral y el tubo con rezaga. A los inclinómetros instalados en el corazón impermeable, la protección se efectuará mediante un cono de arcilla. De este modo se llevará la tubería hasta terminar la cortina, siempre llevando la tubería por encima de la zona de trabajo.
- 3) Una vez terminada la cortina, se colocará una caja de registro con tapa y candado para cada inclinóme--

tro.

4.4.2 Toma de Lecturas y Cálculo

4.4.2.1 Asentamientos

Toma de lecturas.- Para efectuar las mediciones de desplazamientos verticales se utiliza un dispositivo llamado sonda de asentamientos, de la cual existen varios tipos, las más conocidas funcionan con ruedas o ganchos, ambas son sujetadas por una cinta o cable graduado, que tiene que referirse a un cero de partida, con objeto de ir contando las fracciones de longitud que toma este cable o cinta.

Para el descenso de la sonda, se deberá contar con un soporte con polea, que no es mas que otro tramo de tubería, que está cortado a la mitad, hasta una cierta longitud, teniendo unos 4cm de sección completa como base. Este soporte se va a empotrar al brocal de la tubería ya instalada y en la parte del corte longitudinal, se fija un tramo de madera que va atornillada a las paredes del tubo, y sobre la madera se fija una regla graduada en centímetros, el cero de ésta, es la que define el cero de la escala.

Para efectuar las lecturas se introducen las ruedas de la --

sonda en las ranuras del tubo (no importando su orientación) haciendo descender la sonda, llevando simultáneamente el control de la longitud del cable que va quedando abajo del cero de la escala y cuando las ruedas inferiores de la sonda se detectan en el extremo inferior del tramo, es aquí cuando se toma la lectura; esta lectura se anota en la hoja de campo junto con el número de tramo que le corresponde; para ello se utiliza una forma específica (forma 1). La operación descrita se efectúa para cada tramo, al llegar al fondo se toma otra vez las lecturas al ir subiendo la sonda para así sacar un promedio de las dos lecturas.

Cálculo.- Se efectúa el promedio de las dos lecturas, éste promedio se le va restando a la suma de la elevación del brocal y la distancia al cero de la escala, obteniéndose de esta manera la elevación del extremo inferior y esta elevación se resta de la elevación inicial, siendo la diferencia el desplazamiento vertical para este tramo, y esto se hace para cada uno de los tramos.

4.4.2.2 Desplazamientos

Para tomar las lecturas deben hacerse siempre a la misma elevación y de acuerdo a la longitud de la sonda de desplazamiento que se utilice, normalmente se toman tres lecturas en

cada tramo, las cuales se anotan en la forma de datos como lecturas a, b, c del tramo "x" (forma 2).

Para lograr esto y obtener mejores resultados en el registro de desplazamientos, se utiliza una polea de 15cm de diámetro, para dar apoyo al cable y, a la vez, se utiliza como referencia de mediciones, la cual necesita un tramo corto de tubería de aproximadamente 40cm, como apoyo y acople con el brocal del tubo instalado.

Para iniciar la toma de lecturas, tiene que marcarse previamente la polea de la siguiente manera:

- 1) Acoplar el tubo sobre el brocal del tubo instalado.
- 2) Introducir la sonda de inclinación hasta que las ---ruedas superiores hagan contacto con el brocal del tubo del inclinómetro (figura 4.2); llegando a esta posición, se marca en la polea el cero y se hace coincidir la marca con el fiel o guía de la polea.
- 3) Bajar la sonda 5cm y marcar la letra "A" que también deberá coincidir con el fiel de la polea.
- 4) Bajar a partir de esta posición, 55cm y marcar la letra "B" (figura 4.2).
- 5) Descender de "B", otros 55cm y marcar la letra "C".

PRESA

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN INCLINOMETROS

Inclinómetro N° _____ Lectura en eje _____ Elevación del brocal _____

Fecha _____ Elevación del embalse _____ Lecturista _____

Calculó _____ Graficó _____ Revisó _____ Hoja _____ de _____

TRAMO	LECTURA A	LECTURA B	SUMA A+B	DIFERENCIA A-B	DIFERENCIA POR CONSTANTE (A-B) X C	DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO	
						ACTUAL Cm.	INICIAL Cm.	ABSOLUTO Cm.	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)=(3)+(4)	(6)=(3)-(4)	(7)=(6) X C	(8) ± (7)	(9)	(10)=(8)-(9)
a									
b									
c									
a									
b									
c									
a									
b									
c									
a									
b									
c									
a									
b									
c									
a									
b									
c									
a									
b									
c									
a									
b									
c									
a									
b									
c									
a									
b									
c									

Sonda N° _____ Constante "C" de la Sonda= _____

Lectura "A" con ruedas fijas hacia margen derecha ó hacia aguas arriba
 Lectura "B" con ruedas fijas hacia margen izquierda ó hacia aguas abajo
 Inclinómetro de fondo

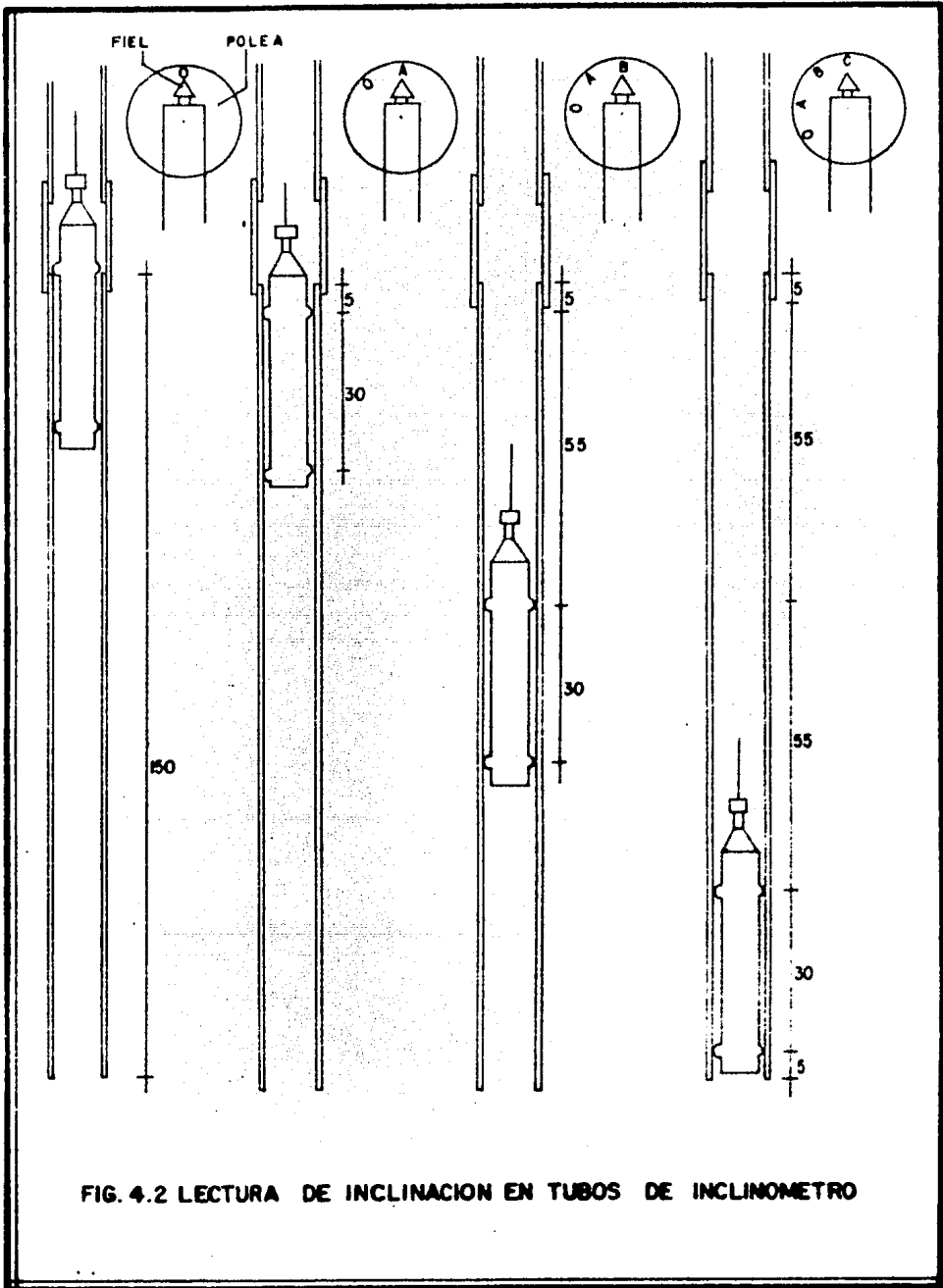


FIG. 4.2 LECTURA DE INCLINACION EN TUBOS DE INCLINOMETRO

Las marcas hechas en la polea, nos precisarán las elevaciones a las que se deberán tomar las lecturas obteniendo de esta manera tres lecturas por cada tramo y haciendo L constante e igual a 55cm, que es la longitud tomada en la calibración, los pasos anteriores se realizan una sola vez, a menos que se cambie el soporte o la polea, en este caso, se deberán realizar nuevamente los pasos anteriores.

En la iniciación de toma de lecturas debe conectarse el cable a la consola de medición.

Se introduce la sonda orientada sobre un eje con las ruedas-fijas hacia margen derecha; se desciende hasta la marca "A" de la polea; estando en esta posición, se mueve la perilla de la consola de medición, hasta que la aguja del micrómetro se fije en cero; se toma la lectura del contador y se anota en la forma de datos de campo en la columna "A" y en el renglón a. Se desciende la sonda hasta la posición "B" marcada en la polea, se toma la lectura, anotándola en la misma columna y en el renglón b; se baja la sonda hasta la posición "C", se toma la lectura y se anota en el renglón c, completando el tramo número 1. A continuación se lee el tramo número 2, para lo cual hay que descender la sonda hasta sentir que las ruedas superiores hagan contacto con el siguiente tramo, en ese momento, se pondrá, en la polea y el fiel nue-

vamente el "0" y se correrá hasta la posición "A", siguiendo el mismo procedimiento, se continúa hasta llegar al tramo -- del fondo, en el que generalmente se toman dos lecturas.

Terminando de tomar las lecturas en este sentido, se extrae la sonda y se introduce nuevamente hasta la marca "A", pero esta vez con las ruedas fijadas hacia la margen izquierda y se procede a leer en la forma descrita, anotando los datos en la forma correspondiente, pero en la columna de lecturas "B"; de esta manera quedan concluídas las lecturas en el eje cortina.

Posteriormente se procede a tomar lecturas en el otro eje, o sea en el del río, para ello, se introduce la sonda con las ruedas fijadas en el sentido de aguas arriba y se lee cada uno de los tramos, hasta llegar al fondo, anotando las lecturas en la columna "A", se extrae la sonda y se orientan las ruedas fijadas hacia aguas abajo, se toman las lecturas, anotando ahora en la columna "B", quedando de esta manera concluídas las lecturas para éste inclinómetro, tomándose todos los demás inclinómetros de la misma manera.

La toma de lecturas se efectúa siempre para cada uno de los tramos, a una misma profundidad. Por convención, se entiende que cuando se tiene lectura A, es cuando las ruedas fijadas -

se deslizan por la tubería hacia margen derecha o hacia aguas arriba; lectura B es cuando las ruedas fijas se deslizan por la tubería hacia margen izquierda o aguas abajo.

La siguiente convención aclara hacia donde se registra el movimiento observado después de aplicarla:

(AB) Aguas Abajo (-) (+) Aguas Arriba (AA)
(MI) Margen Izquierda (-) (+) Margen Derecha (MD)

De acuerdo a la calibración de la sonda, se obtiene la constante "C" y aplicándola se encuentra el correspondiente desplazamiento:

$$\text{Desplazamiento} = (LA - LB)C$$

Tomando en cuenta todo lo anterior, se considera la posición de la tubería para tratar al sistema ya sea sobre una base firme o con movimientos en su base, ésta posición que es conocida nos sirve de referencia. De acuerdo a lo anterior, se determina el sistema de cálculo, que puede ser: cálculo con fondo fijo, cuando la base o referencia se considera fija, o sea, que teóricamente está empotrado en la cimentación y no tiene movimientos; cálculo con fondo móvil, cuando la referencia es el brocal de la tubería y sus movimientos se con-

trolan topográficamente por medio de monumentos de referencia, en este caso, el fondo de la tubería se encuentra en el cuerpo de la estructura o en la cimentación, pero en materia les blandos, en los cuales es factible que sufra movimientos.

Fondo Fijo:

- 1) Se suman las lecturas tomadas en A y en B, de acuerdo a la forma correspondiente (forma 2), esto es, $col\ 3 + col\ 4 = col\ 5$ para todos los tramos leídos. - Esto es una forma de verificar en el campo, entre todas estas sumas no debe haber una diferencia de mas-menos 10 unidades.
- 2) Se efectúa la diferencia algebraica A-B o sea $col\ 3 - col\ 4 = col\ 6$, para todos los tramos leídos.
- 3) Se multiplica la diferencia por la constante, o sea $col\ 6\ por\ ctte. = col\ 7$, para todos los tramos.
- 4) Se efectúa la suma, acumulando los desplazamientos parciales, desde el tramo inferior hasta el superior o sea $col\ 8 = Sum\ col\ 7$, para obtener el desplazamiento en el brocal. Con esta operación se obtiene el perfil de desplazamientos relativos de la tubería en el sentido de medición.
- 5) Se compara algebraicamente el desplazamiento obteni-

do en la col 8, con la lectura inicial es decir con la col 9, haciendo col 10= col 8 - col 9, siendo éste el desplazamiento actual, que se llevará a la forma correspondiente para su interpretación.

Fondo Móvil:

- 1) Se suman las lecturas tomadas y anotadas en A y en B, haciendo col 3 + col 4= col 5.
- 2) Se efectúa la diferencia algebraica, invirtiendo las lecturas, o sea B - A y anotándola en la columna 6.
- 3) Se multiplica esta diferencia por la constante del aparato anotándola en la columna 7.
- 4) Acumulando esta multiplicación desde el brocal hasta el fondo, se obtiene col 8= Sum col 7 y anotando el resultado correspondiente a cada tramo.
- 5) El desplazamiento actual tiene que corregirse con el desplazamiento topográfico actual del brocal de la tubería, el cual se le suma a cada uno de los desplazamientos de los tramos.

Una forma de graficar los desplazamientos y los asentamientos se muestra en la figura 4.3.

4.5 Extensómetros

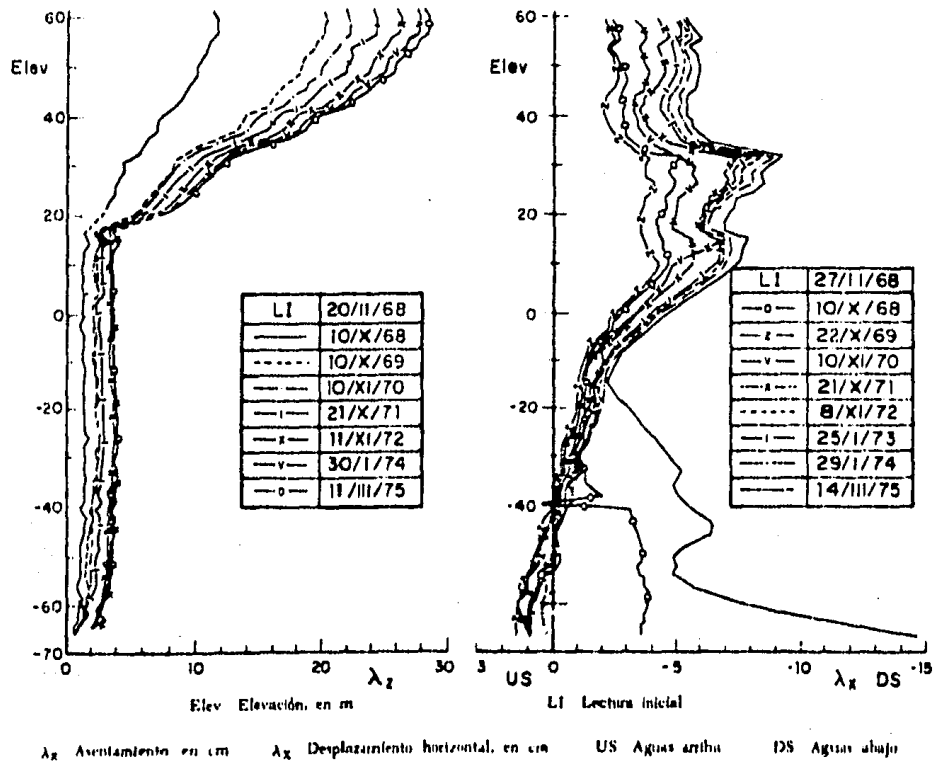


FIG. 4.3 ASENTAMIENTOS Y DESPLAZAMIENTOS PRESA LA VILLITA Mich.

4.5.1 Instalación

Cuando el terraplén llegue a unos 70cm sobre la elevación de la instalación, se excavará una zanja en el corazón impermeable o zonas de filtros, según sea el caso.

Se instalarán los extensómetros realizando las conexiones necesarias, procurando alterar lo menos posible el material -- que lo rodea.

Se deberán ajustar las placas de los extensómetros en una posición tal que permita registrar cierto porcentaje de extensión y de compresión, siendo el mayor, según el caso para el cual fue proyectado.

Se protegerán los conductores eléctricos con tubería de hierro galvanizado.

se rellenará la zanja y se compactará en forma adecuada para no dañar el funcionamiento del instrumento.

Se realizarán las lecturas suficientes para garantizar su -- buen funcionamiento y posteriormente se llevará la tubería - de protección en forma vertical, arriba de la zona de trabajo, efectuando alrededor de ella una zona de protección. Al-

término de la construcción, se construirá una caja de registro, que deberá garantizar un estado seco.

En la figura 4.4 se ven los detalles de la instalación.

4.5.2 Toma de Lecturas y Cálculo

La toma de lecturas se efectúa de la siguiente manera: se toma el cable conductor de "x" extensómetro, se conecta a la consola de lecturas (Puente de Wheatstone), se enciende el interruptor y se opera el seleccionador hasta que la aguja esté en cero en la carátula del galvanómetro, se toma la lectura en el microdial o contador, la cual está dada en unidades puente, siempre se toman dos lecturas y se anotan en la forma de campo.

Para el cálculo, se toman como signo positivo las tensiones y como negativo las compresiones.

Cálculo.- Se obtiene el promedio de ambas lecturas, siendo éste la lectura actual.

Se efectúa la diferencia, lectura actual - lectura inicial.

Esta diferencia se multiplica por el factor de conversión ob

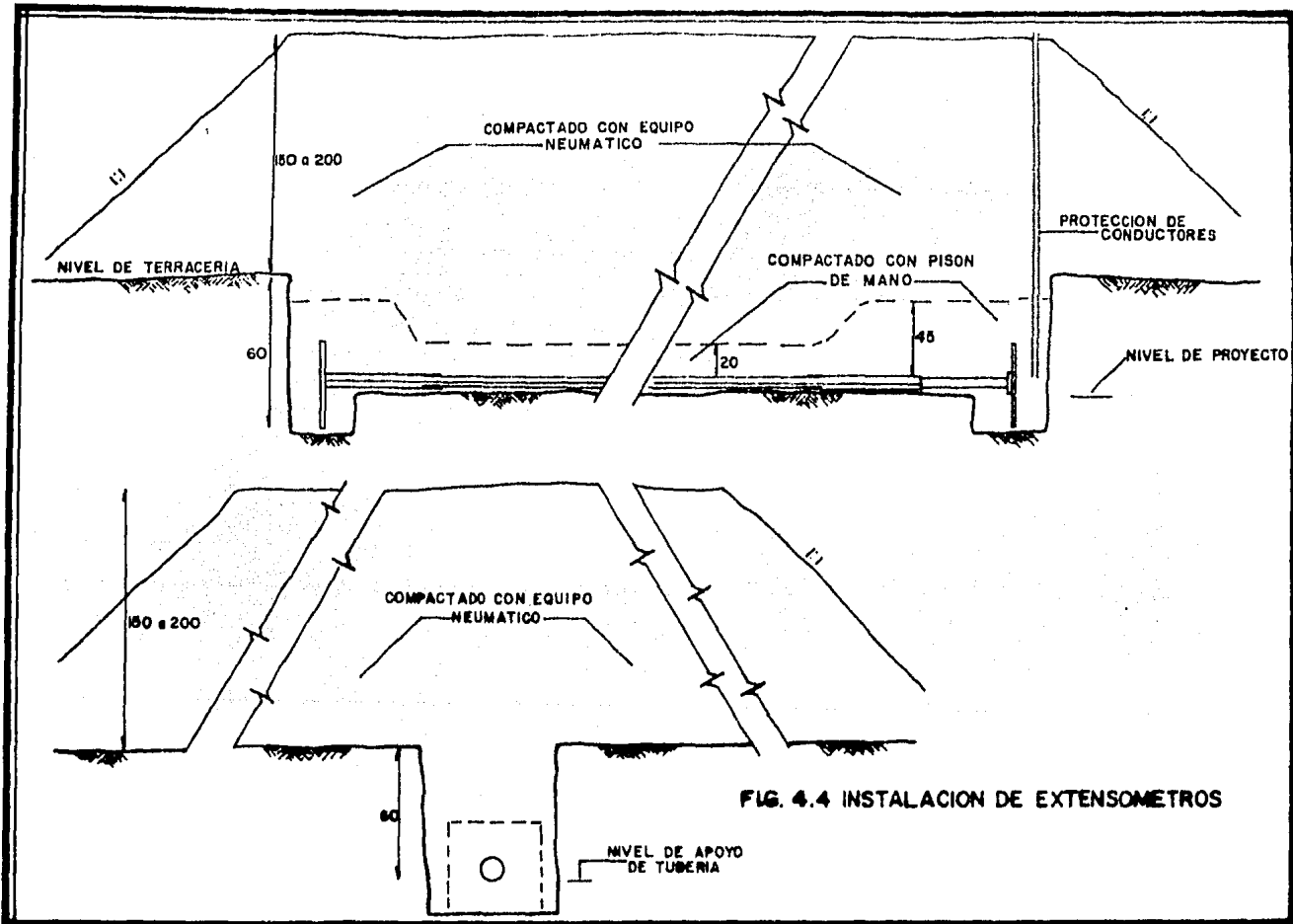


FIG. 4.4 INSTALACION DE EXTENSOMETROS

tenido de la calibración del instrumento, dando como resultado la deformación total.

Para obtener la deformación unitaria se divide la deformación total entre la longitud inicial del extensómetro.

En la figura 4.5 se puede ver una gráfica de extensómetros.

4.6 Piezómetros

4.6.1 Piezómetros abiertos (instalación)

La instalación de este tipo de piezómetros es muy similar a la de los piezómetros neumáticos, las variaciones que hay se deben principalmente a que éstos se instalan en suelos más permeables; las perforaciones que se realizan son de 10.16cm (4") y generalmente tienen que ser ademadas, por lo que respecta a la preparación del bulbo se recubre con arena bien graduada, confinada mediante una bolsa formada por tela de mosquitero, las etapas para su instalación pueden resumirse de la siguiente manera:

- 1) Se vierte gravilla limpia hasta formar una cama en la perforación (30cm aproximadamente), sobre la que descansará el bulbo.

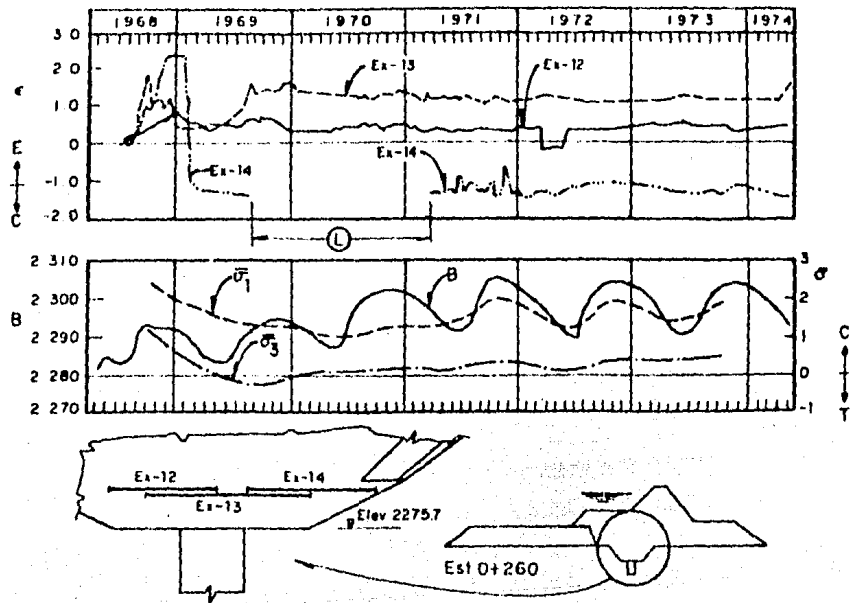


FIG. 4.5 REGISTRO DE EXTENSOMETROS PRESA GUADALUPE Edo. Mex.

- 2) Se hace descender el piezómetro (conectado ya a la tubería de PVC) hasta apoyarse en la gravilla; se vierte mas gravilla hasta una altura de 40cm aproximadamente por encima del bulbo; se coloca posteriormente un sello de bentonita de 1.00m de espesor, compactado por capas.
- 3) Sobre el sello de bentonita se verterá una capa de mortero (arena-cemento-bentonita) de 3.00m de altura; al día siguiente se rellenará la perforación con material hasta el brocal de la tubería.
- 4) Para continuar el proceso de instalación durante el crecimiento del terraplén, únicamente se acopla la tubería de PVC, protegiéndola con tubería de fierro-galvanizado telescópico de 5.08cm (2"), formándose alrededor de ella una zona de protección similar a la indicada para los inclinómetros. En la figura 4.6 se ven los detalles.

4.6.2 Operación

La presión que actúa en el bulbo piezométrico es equilibrada con la columna de agua que se forme en el interior de la tubería de PVC conectada al bulbo; siendo así la altura de esta columna una medida de la presión en ese punto.

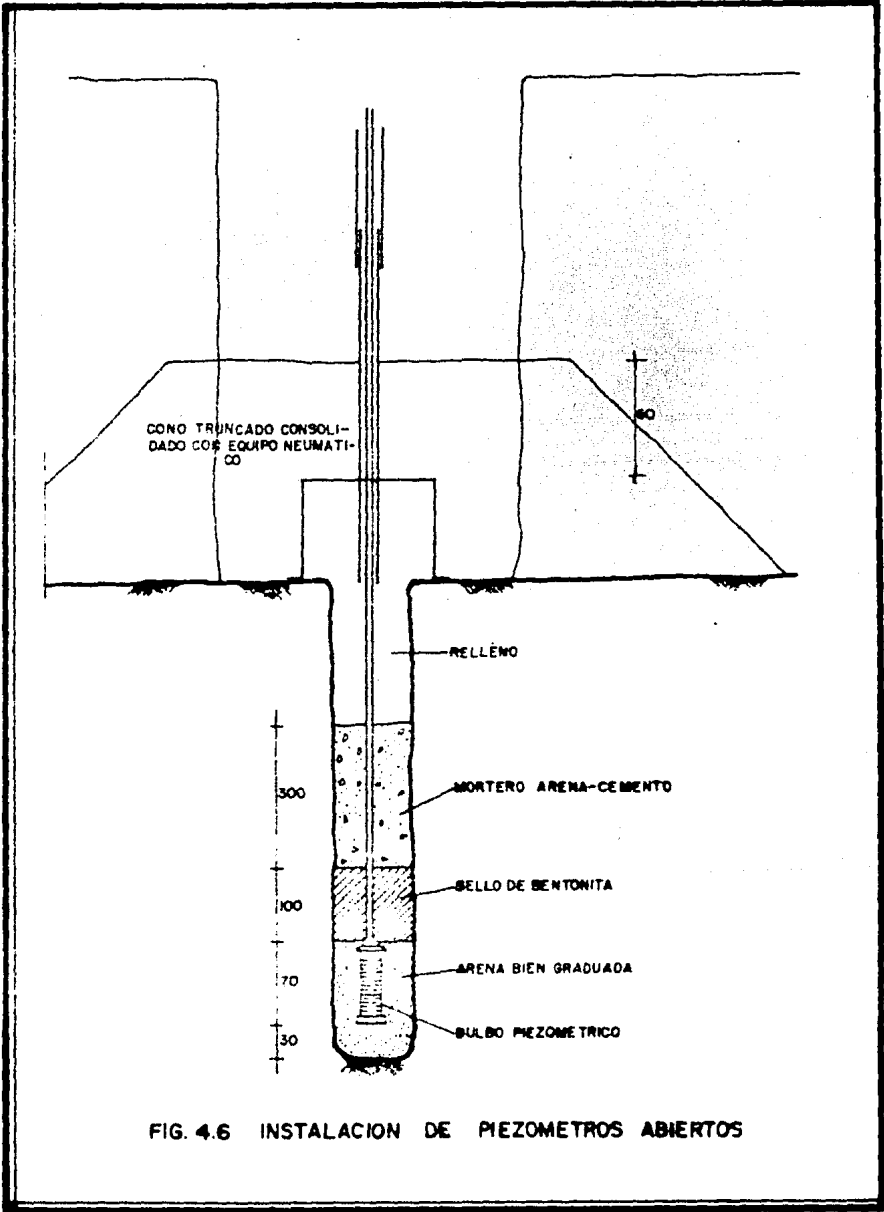


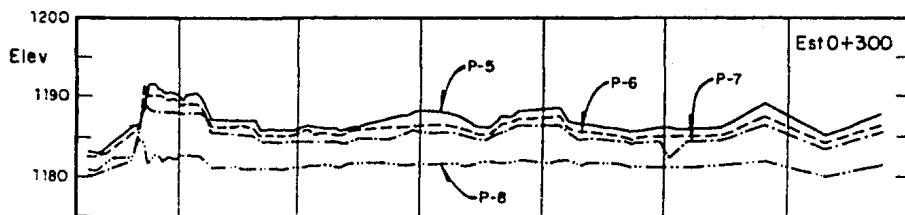
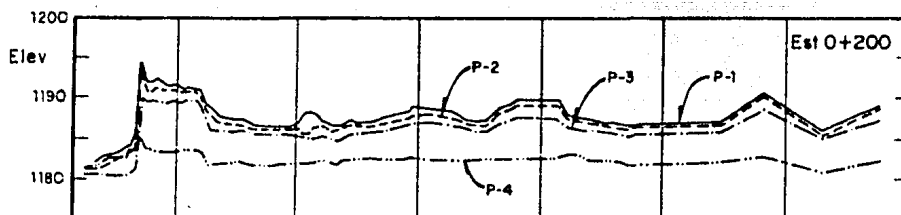
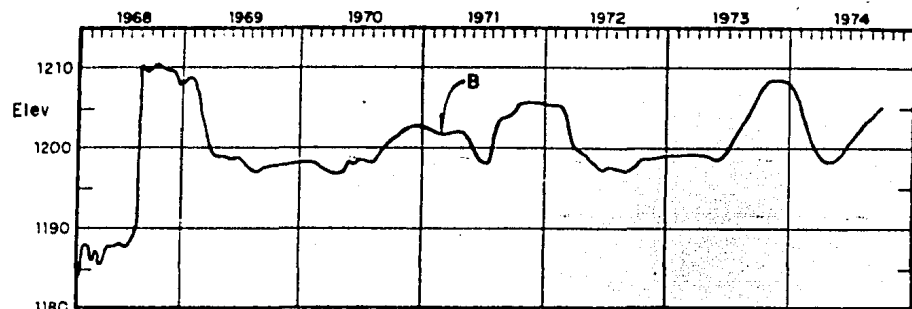
FIG. 4.6 INSTALACION DE PIEZOMETROS ABIERTOS

La altura de la columna de agua se obtiene conociendo la elevación del extremo inferior del piezómetro y determinando la elevación del nivel del agua en el tubo, por medio de una sonda eléctrica, que consiste en un dispositivo suspendido de un cable acotado que al entrar en contacto con el agua cierra un circuito eléctrico, el cual es detectado desde el exterior por medio de un foco o un timbre, midiéndose con el cable acotado la profundidad del agua en el piezómetro; siendo la carga sobre el piezómetro la diferencia entre la elevación del agua y la elevación de desplante del bulbo. Una hoja de registro de datos para piezómetros abiertos puede verse en la forma 3, en la cual también se hacen a veces conversiones de presiones dadas en columna de agua a unidades del sistema métrico.

Una forma de graficar estos se observa en la figura 4.7.

4.6.3 Piezómetros Neumáticos (instalación)

Los piezómetros cuyo sistema de operación es cerrado requieren de algunos trabajos preliminares (previos) a su instalación (calibración del bulbo), los cuales se efectúan en gabinete, una vez efectuados, se procede para su instalación de la siguiente manera:



Est.	P-i	Elev
0+200	P-1	1153.35
	P-2	1161.35
	P-3	1165.11
	P-4	1175.15

Est	P-i	Elev
0+300	P-5	1155.58
	P-6	1163.93
	P-7	1164.73
	P-8	1174.75

Elev Elevación, en m

B Niveles de embalse, en m

Est Estación, en m

P-i Piezómetro

FIG. 4.7 REGISTRO DE VARIACIONES PIEZOMETRICAS

- 1) Una vez que el terraplén tiene una elevación de un metro mayor de la elevación de proyecto del bulbo, se efectuará el trazo para fijar la posición del bulbo.
- 2) Se efectuará una perforación de 15.24cm (6") de diámetro, con barreno helicoidal sin emplear agua, hasta una profundidad de 40cm mas abajo de la elevación de proyecto del bulbo, ensamblándose el transductor del piezómetro a la tubería de protección de fierro galvanizado, dentro de la cual se alojarán los conductores de plástico.
- 3) Se recubrirá el bulbo transductor con arena limpia, confinada mediante una bolsa formada con tela de moquitero de nylon.
- 4) Se vierte gravilla limpia en el fondo de la perforación para formar una cama de unos 30cm de espesor.
- 5) Una vez que el bulbo ha sido colocado sobre esta cama se vierte mas gravilla hasta cubrir el bulbo, 30cm por encima de el, rellenándose posteriormente la perforación restante con el producto de la excavación, compactándose debidamente.
- 6) Durante cada etapa de sobreelevación, la tubería telescopiable de protección se prolongará al mismo ritmo de crecimiento del terraplén, formándose alrededor de ésta una zona de protección de arcilla en for

ma de cono. En la figura 4.8 se ven los detalles.

Al instalar un piezómetro o un grupo de ellos deben registrarse algunos datos que permitan identificar de manera clara el bulbo o grupo de que se trata, es recomendable registrar cuando menos los siguientes datos: la identificación -- del bulbo, al cual corresponde una nomenclatura, desde su -- instalación o inclusive desde el proyecto; localización, determinándose el kilometraje y su distancia al eje de la cortina; la elevación de desplante del bulbo; y la fecha de su instalación.

4.6.4 Operación

El sistema más empleado en la actualidad para medir las presiones de equilibrio en la membrana de piezómetros neumáticos, es un dispositivo como el mostrado en la figura 4.9, en el cual se observan las dos ramas conductoras de aire, una de entrada, por donde se inyecta aire a presión hasta abrir la membrana obturadora del piezómetro, accionándose de este modo el manómetro colocado sobre el conducto de salida del piezómetro, una vez superada la presión de poro actuante sobre la membrana del piezómetro, se cierra la válvula del tanque de aire y se abre la válvula de desfogue lentamente, hasta que la membrana vuelva a cerrarse dejando atrapada en la-

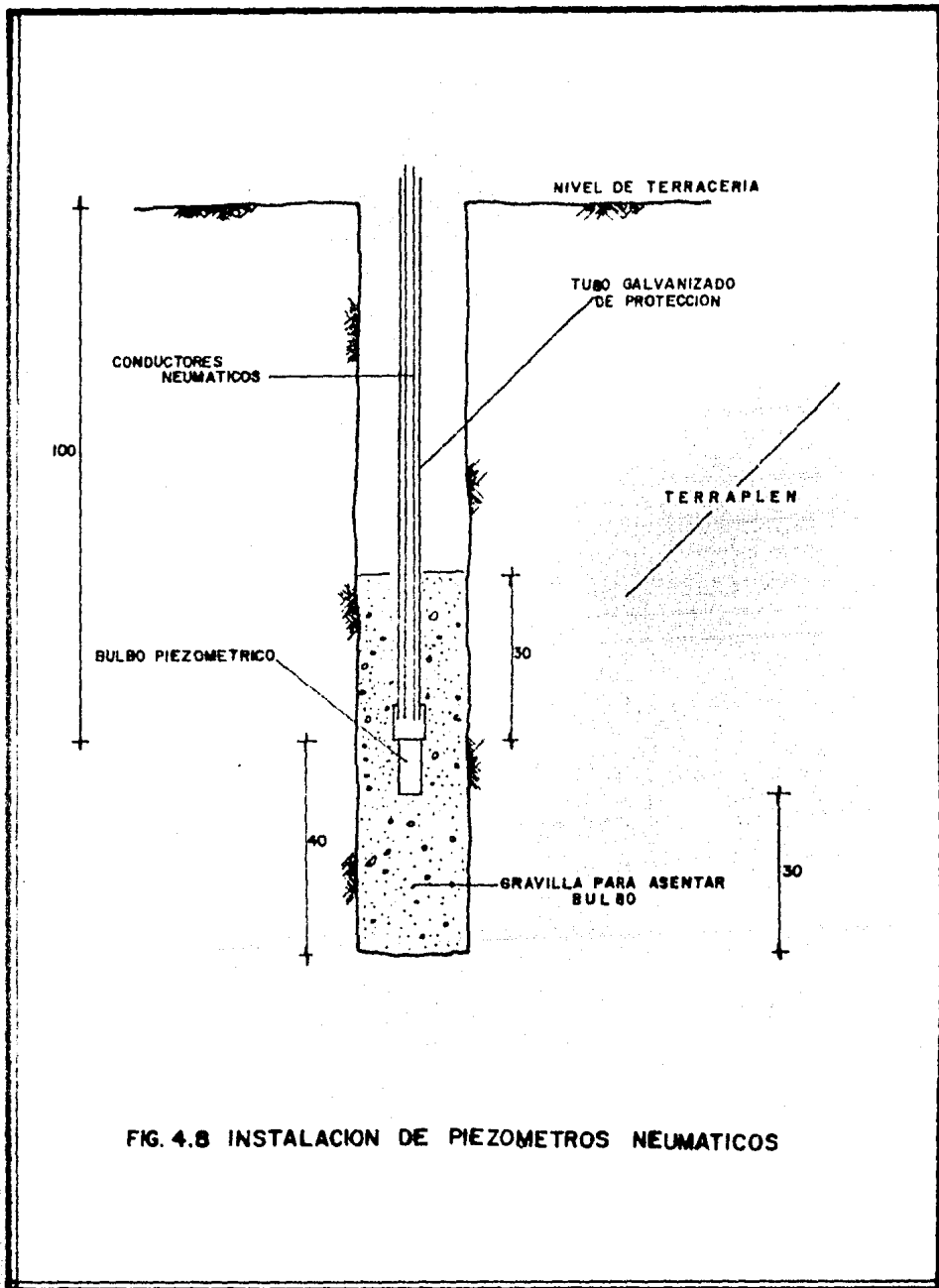


FIG. 4.8 INSTALACION DE PIEZOMETROS NEUMATICOS

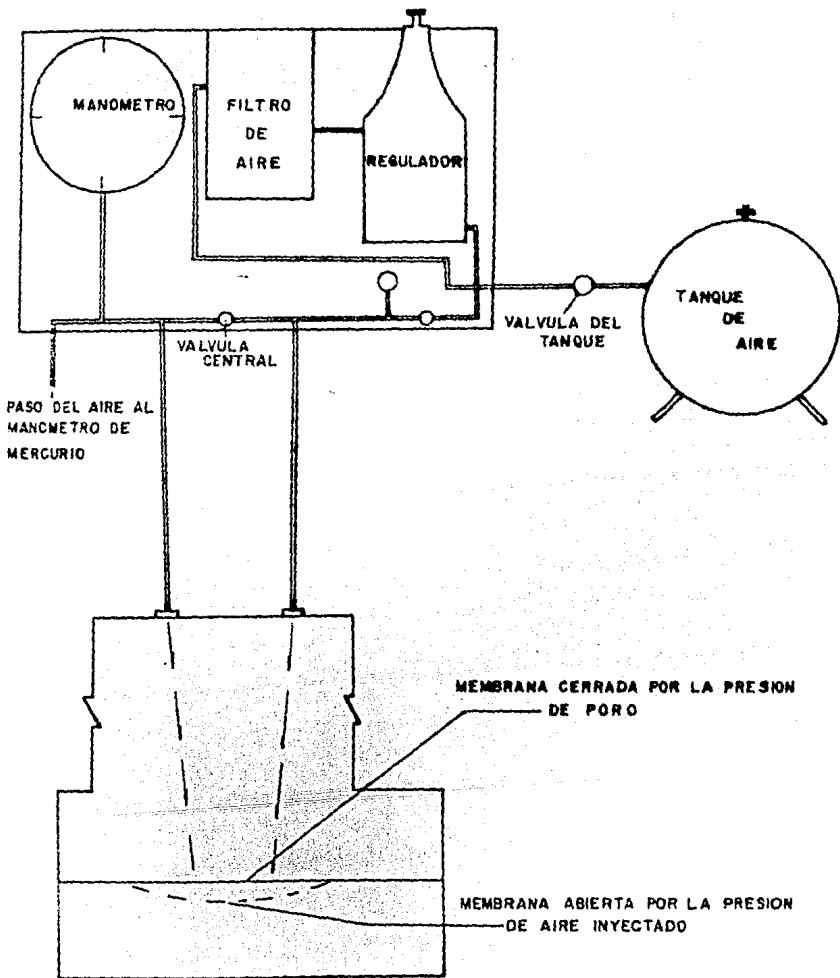


FIG. 4.9 SISTEMA DE LECTURA PARA PIEZOMETROS NEUMATICOS

rama de salida la presión que equilibra a la presión de poro actuante.

En la práctica es frecuente inyectar el aire a presión por - ambas ramas, comunicándolas a través de un conducto sobre el cual se coloca una válvula, como de esta forma no puede de-- tectarse cuando se ha sido sobrepasada la presión de equili-- brio, se inyecta aire por incrementos generales de 0.5kg/cm^2 , después de cada incremento, se desfoga el sistema con la vál- vula de comunicación cerrada y observando el manómetro colo- cado en la rama de salida; si la presión de este manómetro - se mantiene constante aún no se ha superado la presión de e- quilibrio, por lo que se da otro incremento , hasta que la - presión en el manómetro de salida baje al desfogar, siendo - la presión de equilibrio la que quede indicada en él.

Este sistema tiene la ventaja de facilitar la abertura de la membrana, la cual se encuentra muchas veces pegada debido a- la humedad con la que está en contacto; además de evitar las concentraciones de esfuerzos en la membrana que puedan cau-- sarle alguna deformación permanente.

Cuando el manómetro instalado en la rama de salida es del ti- po de Bourdon, las lecturas de presión obtenidas se multipli- can por una constante de calibración obtenida para ese manó-

metro en particular en el laboratorio. Si se trata de manómetro de escala de mercurio, la presión en el manómetro se obtendrá utilizando la diferencia entre las lecturas de las escalas de mercurio, multiplicando dicha diferencia por un factor de conversión que involucra, la constante de calibración del piezómetro y el peso volumétrico del mercurio. Este cálculo se puede realizar en la misma hoja que se utiliza para tomar los datos (forma 4). En la figura 4.10 se observa como se grafican estos.

4.7 Celdas de Presión

4.7.1 Instalación

Para su instalación se deberán seguir las siguientes operaciones:

- 1) Cuando el terraplén lleque a unos 70cm sobre la elevación de la instalación, se excavará una zanja en la cual se alojarán la tubería de protección para las mangueras neumáticas.
- 2) En los sitios correspondientes a las celdas, la excavación deberá tener las dimensiones de las mismas perfectamente uniformes, de acuerdo con la figura 4.11.

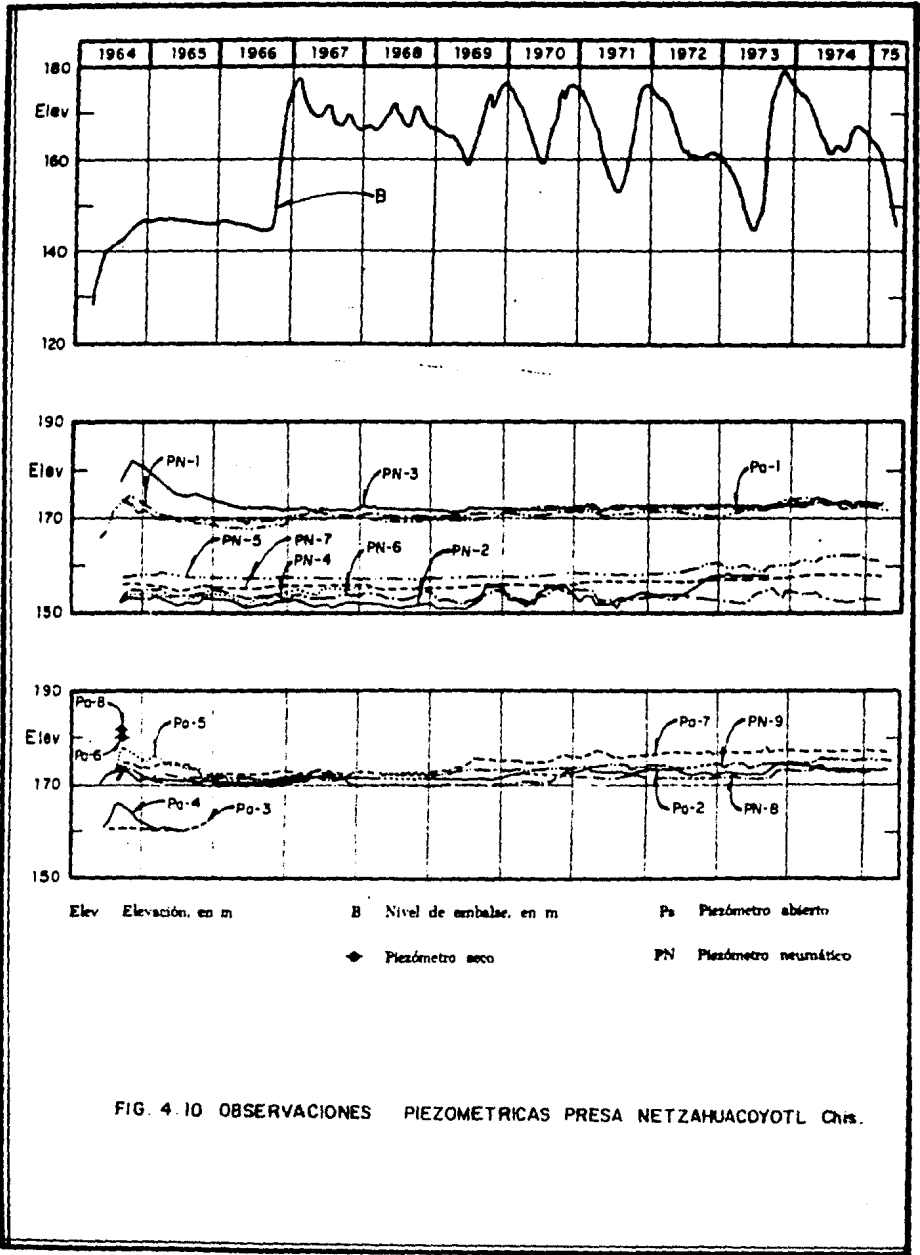


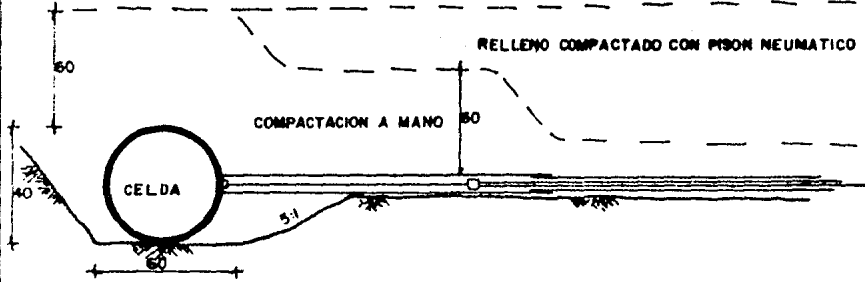
FIG. 4.10 OBSERVACIONES PIEZOMETRICAS PRESA NETZAHUACOYOTL Chis.

NIVEL DE LA TERRACERIA

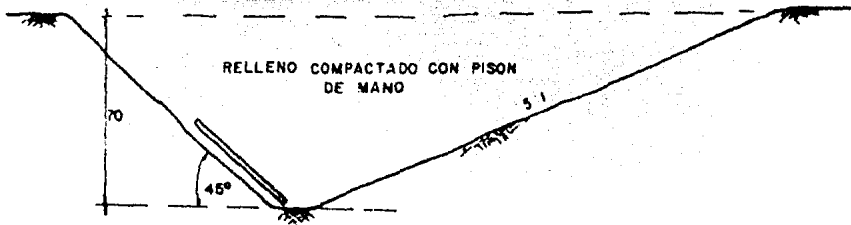


INSTALACION HORIZONTAL

NIVEL DE LA TERRACERIA



INSTALACION VERTICAL



INSTALACION INCLINADA A 45°

FIG. 4.11 INSTALACION DE CELDAS DE DIAFRAGMA

- 3) Se instalarán las celdas realizando las conexiones - necesarias.
- 4) Antes de rellenar la zanja, se ensayará el sistema - para verificar que no existan fugas.
- 5) Se rellenará la excavación, compactando adecuadamente para no dañar al instrumento.
- 6) Se realizarán suficientes lecturas de prueba para garantizar el buen funcionamiento de las celdas y posteriormente se llevará la tubería de protección en forma vertical arriba de la zona de trabajo, efectuando alrededor de ella una zona de protección similar a la de los inclinómetros.
- 7) Al término de la construcción se conectarán los conductores neumáticos a un tablero, el cual se ubicará en la caja de registro.

4.7.2 Toma de Lecturas y Cálculo

La toma de lecturas y cálculo se realiza en forma similar a la descrita para piezómetros neumáticos, lo único que varía es que la constante para calcular la presión real de la celda, será la pendiente de la curva que resultó de la calibración del instrumento.

Teniendo la lectura del manómetro, la presión real en la cel

da será la tomada en la consola, multiplicada por la constante de la calibración del instrumento; ver forma de cálculo No. 5.

En la figura 4.12 se observa como se grafica la información obtenida de las celdas.

N o t a :

Este capítulo se desarrolló tomando como base, las especificaciones de instalación de instrumentos, de la oficina de Instrumentación y Comportamiento de Obras de la Subdirección de Investigación y Desarrollo Experimental de la SARH.

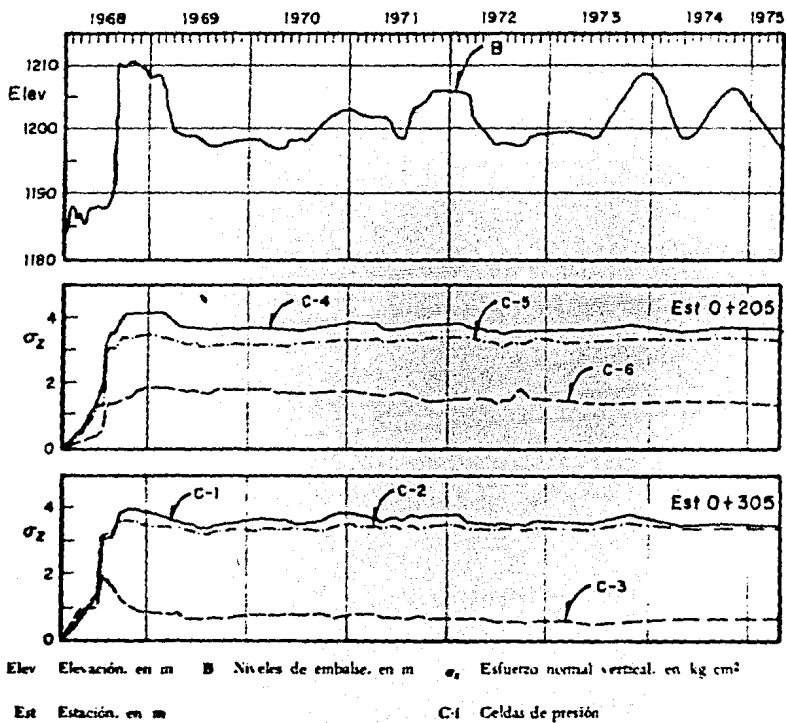


FIG. 4.12 OBSERVACIONES EN CELDAS DE PRESION.LAS TORTOLAS Dgo.

Capítulo V

Observación del Comportamiento

5.1 Introducción

El punto culminante de toda la actividad relacionada con un programa de instrumentación es, la evaluación de la información suministrada por los instrumentos y la interpretación - que de ésta se haga; es decir, la observación del comportamiento.

El oportuno análisis e interpretación de las mediciones realizadas es fundamental para cumplir con los objetivos de la instrumentación, de hecho la evaluación del comportamiento - se puede inferir al observar los datos de los instrumentos - condensados en gráficas de fácil interpretación. En México, - de las presas que cuentan con instrumentación se acostumbra - hacer reportes del comportamiento en forma periódica, exis-- tiendo la tendencia a profundizar más en dichos reportes --- cuando la presa se llena por primera vez, (al final de la -- construcción) o cuando algún evento extraordinario ocurre. - (Aparición de filtraciones, ocurrencia de sismo, vaciado rá- pido, etc.)

A primera vista, la evaluación del comportamiento pudiera pa - recer sencilla, pensando que esta deberá partir de la compa - ración de los valores pronosticados por medio de teorías e - hipótesis con los datos registrados por los instrumentos en-

campo, para así concluir diciendo como son unos con respecto a otros; desafortunadamente, en la interpretación de resultados el Ingeniero se enfrenta, no sólo al problema de la falta de teorías y métodos de cálculo del todo confiables, sino que tiene que sobreponerse a la actitud generalizada de rechazo de los resultados cuando estos no concuerdan con los esperados.

Por ejemplo al analizar la estabilidad de un talud, normalmente se emplea el concepto de factor de seguridad, el cual, se basa en las características de resistencia del suelo, las cargas actuantes y superficies de deslizamiento preconcebidas; como no existe ningún instrumento capaz de registrar las variaciones en el factor de seguridad que muestren una evolución desfavorable de este, se emplean dispositivos que miden los desplazamientos horizontales y verticales asociados al fenómeno de deslizamiento, correlacionándose éstos por medio de la teoría de la elasticidad con los conceptos involucrados dentro del factor de seguridad.

La evaluación del comportamiento en presas de tierra y enrocamiento ha sido realizada principalmente en forma empírica, se requiere por tanto la participación de personal de gran experiencia y naturalmente que esté compenetrado del diseño y características de la obra. "Los métodos empíricos más co-

munmente utilizados han sido los de: comparar las variaciones del comportamiento con las variaciones de las fuerzas actuantes; comparar la variación de las mediciones del mismo tipo para varios puntos o variaciones de diferentes mediciones para el mismo punto; variaciones con el tiempo, etc".¹

La utilización de modelos matemáticos, para la interpretación del comportamiento de presas basadas en correlación múltiple ha sido utilizado desde hace años², modelos de este tipo se implementaron para observar el comportamiento de las filtraciones en las Presas Lázaro Cárdenas Dgo. y Solís en Guanajuato, con resultados satisfactorios³. Otros métodos empleados para la interpretación de resultados de las observaciones han sido los modelos de materiales equivalentes. En el Departamento de Ingeniería Experimental de la S.A.R.H., se utilizó con éxito este procedimiento para explicar los resultados de las observaciones realizadas en los inclinómetros de la Presa Requena Hidalgo.

Otro recurso para la interpretación de los resultados y muy en boca en la actualidad, es el empleo del método del elemento finito para establecer valores de referencia que puedan posteriormente confrontarse con los resultados aportados por la instrumentación.

En este el caso de la Presa Guadalupe en el Estado de Méxi--
co, el cual servirá en este capítulo para ilustrar en forma-
general el proceso de evaluación y observación del comporta-
miento de presas de tierra y enrocamiento.

5.2 Presa Guadalupe

5.2.1 Antecedentes

Tratándose de una presa que como Guadalupe ha sufrido dos se-
rias fallas en su funcionamiento, se considera muy importan-
te revisar su comportamiento para ver si es posible detectar
las evidencias que apunten desde ahora hacia una nueva falla,
particularmente ahora, la revisión del comportamiento resul-
ta más necesaria cuando se han detectado nuevas filtraciones
en el empotramiento izquierdo de la cortina.

En lo que resta de este capítulo se describe en forma gene-
ral la geología de la boquilla, que en gran medida ha influí-
do y lo continua haciendo. Se analizan también los resulta-
dos de la instrumentación y se presentan los resultados del
análisis de esfuerzos y deformaciones empleando el Método --
del Elemento Finito.

5.2.2 Geología

Localizada en el Estado de México sobre el Río Cuautitlán, - la cortina y el vaso de la Presa se encuentran sobre depósitos detríticos formados al final del terciario, concentrados alrededor de las Sierras de Guadalupe y Tepozotlán. Hacia el Norte y Sur-Este de la presa se tienen formaciones geológicas mas antiguas de la zona, constituidas por andesitas y basaltos originados por los conos volcánicos de las Sierras de Tepozotlán y Guadalupe en el terciario medio. Hacia el Noroeste, se tiene la planicie formada por depósitos aluviales y lacustres del cuaternario.

Por lo que respecta a tectonismo, los sistemas principales de fracturas en la zona tienen un rumbo aproximado SSW-NNE y WNW-ESE, que coincide con las direcciones de la red de drenaje en el lomerio que rodea a la Presa.

La cimentación bajo la cortina está constituida por una capa superficial limo-arenosa con espesores variables entre 4 y 13m aproximadamente. Debajo de esta capa se encontró en la mayoría de los sondeos realizados un limo arenoso negro con espesores entre 3 y 8m aproximadamente; entre este material y la base tobácea se encuentran depósitos herráticos de espesor variable de limos, arena gris y grava. En la figura 5.1 se presenta la estratigrafía de la cimentación, donde puede apreciarse el incremento de los acarreos bajo el eje de la -

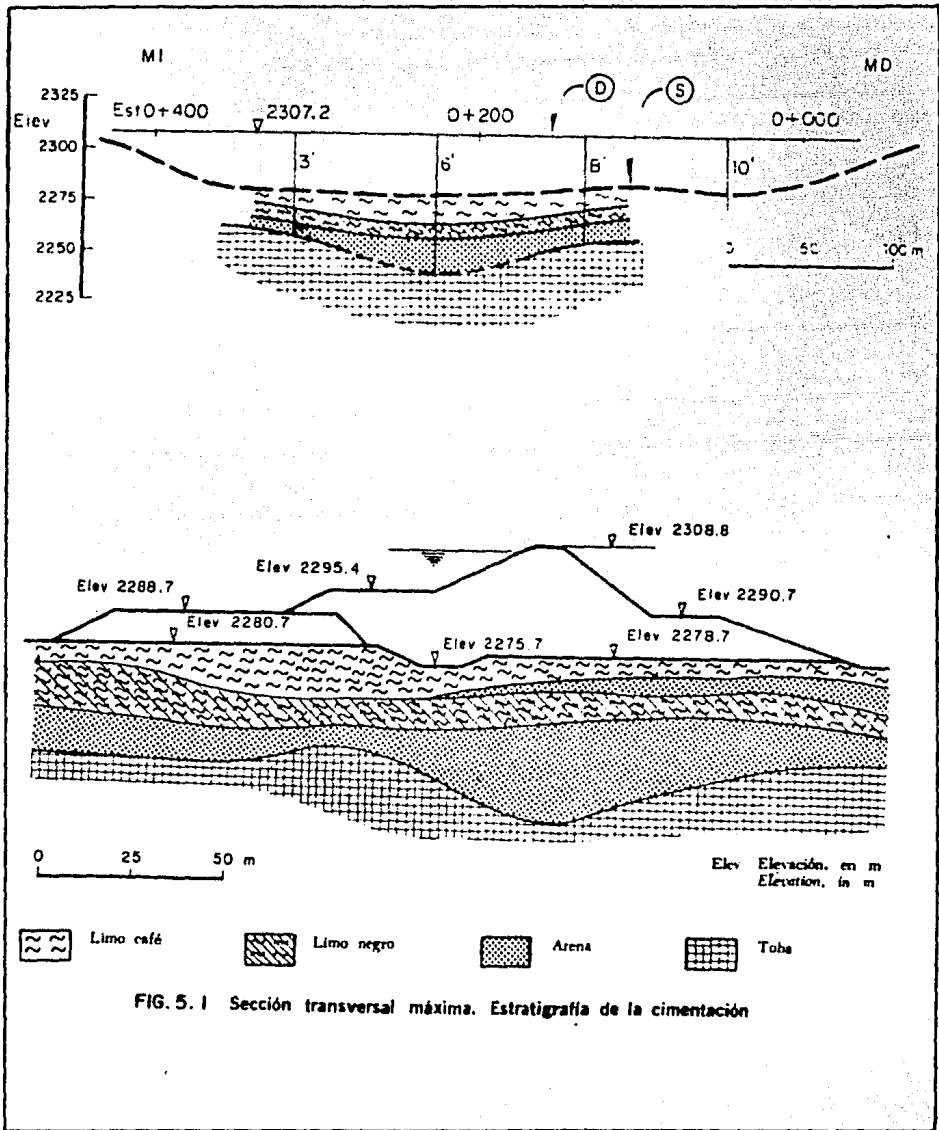


FIG. 5.1 Sección transversal máxima. Estratigrafía de la cimentación

cortina, este aumento en el espesor de los acarreos en la zona central del cause actual, puede corresponder a un cause antiguo sepultado por aluviones recientes.

5.2.3 Instrumentación

Durante la segunda reconstrucción (1969) y a fin de observar el comportamiento de la presa se instalaron numerosos aparatos de instrumentación, esencialmente en las estaciones 0 + 120 y 0 + 260 figura 5.2. Se puso énfasis en la instrumentación de la trinchera de arcilla que liga el corazón impermeable con la cimentación, en la zona del antiguo dentellón, -- donde se colocaron numerosas celdas de presión, extensóme---tro longitudinales y piezómetros neumáticos, a fin de observar su comportamiento. Además, tanto aguas arriba como aguas abajo, se instalaron inclinómetros y bancos de nivelación.

Se pretendió que al hacer mediciones en estos puntos, se conociera el mecanismo de deformación de la cortina bajo el efecto de la carga hidráulica impuesta por el embalse. Muchos de estos aparatos, al revelar poca o nula variación en sus lecturas dejaron de observarse desde el año 1977, aunque algunos recientemente volvieron a leerse (1981). Los resultados obtenidos con la información se presentarán, analizando en forma especial e independiente los puntos específicos de

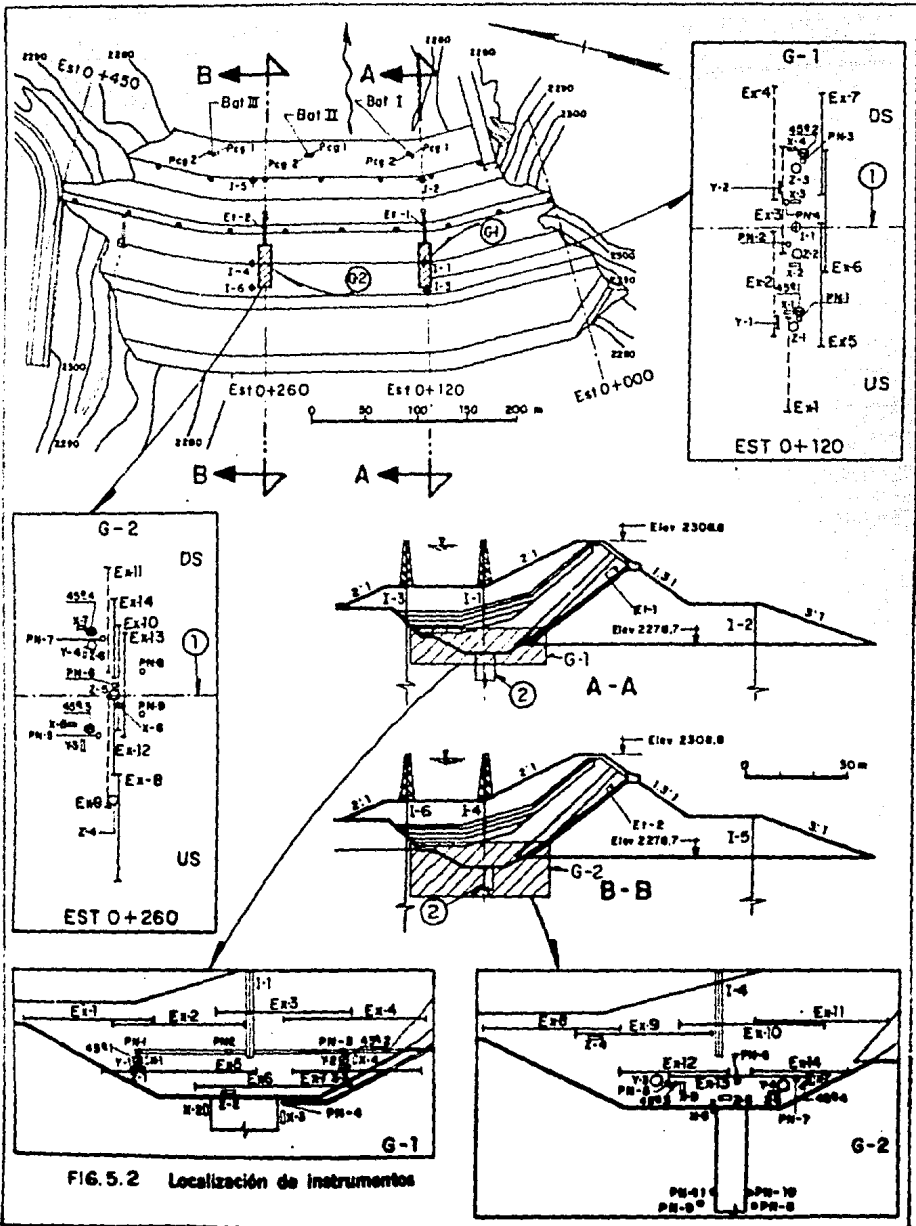


FIG. 5.2 Localización de instrumentos

FIG. 5.2 Continuación

INST. No. Número de instrumento		INST. No.	EST	L	ELEV	OBS			
EST Estacion, en m; L Distancia al eje de referencia		I-1	0 + 119.57	35.10 US	2278.50	1			
		I-2	0 + 120.02	43.80 DS	2240.34				
		I-3	0 + 119.57	58.60 US	2249.11				
		I-4	0 + 273.75	35.18 US	2278.76				
		I-5	0 + 273.02	41.34 DS	2246.69				
		I-6	0 + 273.86	58.50 US	2251.15				
ELEV Elevación, en m; OBS. Observaciones; Bat I. II, III Bateria;		Peg-1	0 + 125.50	60.40	2269.45	2			
		Peg-2	0 + 128.50	60.40	2259.45				
		Peg-1	0 + 220.50	60.40	2268.33				
G-1, 2 Grupos 1 y 2; Peg-1 Piezómetro Casagrande		Bat II Peg-2	0 + 221.50	60.40	2259.33	2			
		Peg-1	0 + 319.50	60.40	2268.04				
		Bat III Peg-2	0 + 320.50	60.40	2258.04				
Et-1 Extensómetro transversal I-i Inclínometro; Ex-1 Extensómetro perpendicular al eje de la cortina PN-1 Piezómetro neumático Z-i Celdas de registro de: Presión vertical; X-i Presión vertical perpendicular al eje de la cortina		PN-1	0 + 119.82	43.65	2277.16	3			
		PN-2	0 + 120.43	38.93	2277.71				
		PN-3	0 + 119.15	28.55	2277.12				
		PN-4	0 + 120.43	33.09	2274.94				
		PN-5	0 + 261.53	38.16	2276.96				
		PN-6	0 + 260.00	33.96	2278.96				
		PN-7	0 + 261.96	29.77	2277.02				
		PN-8	0 + 257.30	32.80	2268.00				
		PN-9	0 + 257.30	36.56	2268.00				
		PN-10	0 + 275.00	33.00	2268.70				
		PN-11	0 + 275.00	35.70	2268.70				
		PN-12	0 + 290.00	32.90	2270.20				
		PN-13	0 + 290.00	34.80	2270.20				
Y-i Presión horizontal paralela al eje de la cortina 45°-1 Presión a 45° con la horizontal Bancos superficiales 1) Eje de simetría del dentellón 2) Dentellón; US Aguas arriba; DS Aguas abajo;		X-1	0 + 121.13	42.70	2277.25	3			
		X-2	0 + 120.00	38.22	2274.44				
		X-3	0 + 120.00	33.09	2274.32				
		X-4	0 + 120.50	27.80	2277.06				
		X-5	0 + 263.17	37.61	2271.21				
		X-6	0 + 260.00	35.96	2275.22				
		X-7	0 + 263.21	28.68	2277.22				
		Y-1	0 + 121.52	44.15	2277.19				
		Y-2	0 + 120.77	29.15	2277.10				
		Y-3	0 + 263.15	38.86	2277.24				
		Y-4	0 + 263.29	30.41	2277.25				
		Z-1	0 + 120.35	44.15	2277.30				
		Z-2	0 + 120.00	36.78	2275.74				
		Z-3	0 + 119.72	29.17	2277.31				
Z-4	0 + 260.00	44.08	2250.69						
Z-5	0 + 260.00	34.68	2275.68						
Z-6	0 + 261.96	30.22	2277.24						
1 La elevación corresponde al extremo inferior de la tubería		45'-1	0 + 120.66	43.15	2277.18	3			
		45'-2	0 + 119.82	28.05	2277.19				
		45'-3	0 + 262.33	37.96	2277.24				
		45'-4	0 + 262.30	29.12	2277.23				
2 La elevación corresponde al centro de la punta del piezómetro		Ex-1	0 + 120.46	42.26 - 52.07	2281.17	4			
		Ex-2	0 + 121.29	35.38 - 45.14	2281.20				
3 Las estaciones y elevaciones corresponden al centro de la celda		Ex-3	0 + 120.49	27.77 - 37.71	2281.11	4			
		Ex-4	0 + 121.29	22.57 - 32.76	2255.14				
		Ex-5	0 + 118.50	34.95 - 46.05	2277.54				
		Ex-6	0 + 117.65	27.87 - 39.12	2277.34				
		Ex-7	0 + 118.50	22.77 - 32.17	2277.34				
		Ex-8	0 + 359.60	41.73 - 51.81	2250.73				
		Ex-9	0 + 280.40	35.06 - 44.85	2250.64				
		Ex-10	0 + 259.80	27.75 - 37.71	2281.13				
		Ex-11	0 + 260.40	22.90 - 32.77	2281.13				
		Ex-12	0 + 260.00	34.71 - 41.53	2277.31				
		Ex-13	0 + 259.00	29.03 - 38.51	2277.18				
		Ex-14	0 + 260.00	26.10 - 33.15	2277.43				
		4 Las distancias al eje de referencia corresponden al principio y al final de cada extensómetro respectivamente		Et-1	0 + 119.57		20.83	2280.31	5
				Et-2	0 + 260.00		21.95	2279.06	
5 La elevación corresponde al desplante de la tubería		Et-1	0 + 119.57	20.83	2280.31	5			
		Et-2	0 + 260.00	21.95	2279.06				

las secciones 0+120 y 0+260 figura 5.3, con el objeto de comparar su comportamiento con los resultados del análisis teórico.

5.2.4 Análisis de Desplazamientos.

Los desplazamientos observados en el cuerpo de la cortina se han medido mediante monumentos superficiales y mediante inclinómetros, la distribución de estos puede apreciarse en la figura 5.2.

De los testigos superficiales puede decirse que el asentamiento máximo experimentado por la corona de la cortina es del orden de 34cm y que en los últimos 26 meses se han producido únicamente del orden de 1.5cm de asentamiento (figura 5.4), lo cual implica una velocidad de consolidación del orden de 0.7cm/año. Se considera que el proceso de consolidación primaria, tanto de la cortina como de su cimentación, se encuentra completo; lo anterior lo confirma el hecho de que la banquetta de aguas abajo se está consolidando a una velocidad menor (0.2cm/año) figura 5.5 y que los restantes testigos mostraban una velocidad de consolidación similar desde el año 1975 en que dejaron de leerse. Lo anterior resulta obvio considerando que la parte aguas abajo de la cortina es la más antigua y por lo tanto la más estable. Por su parte -

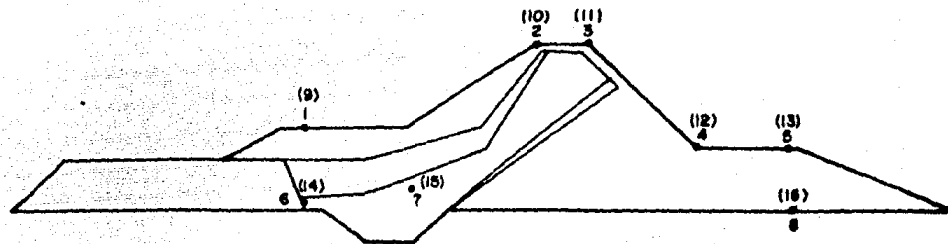
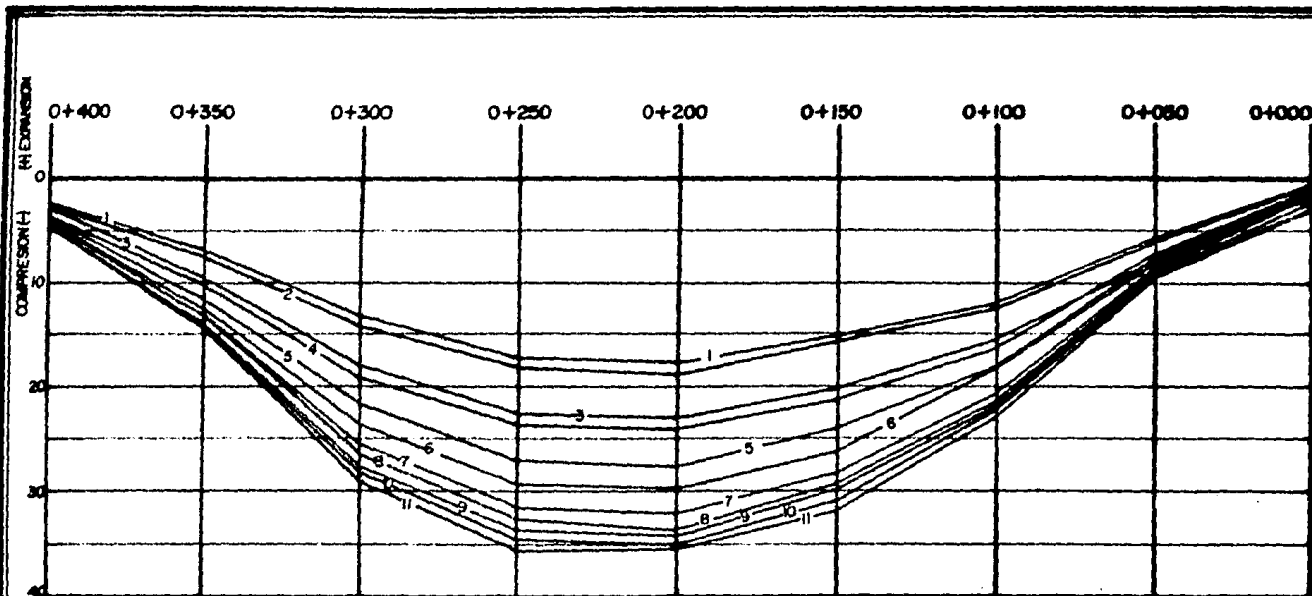
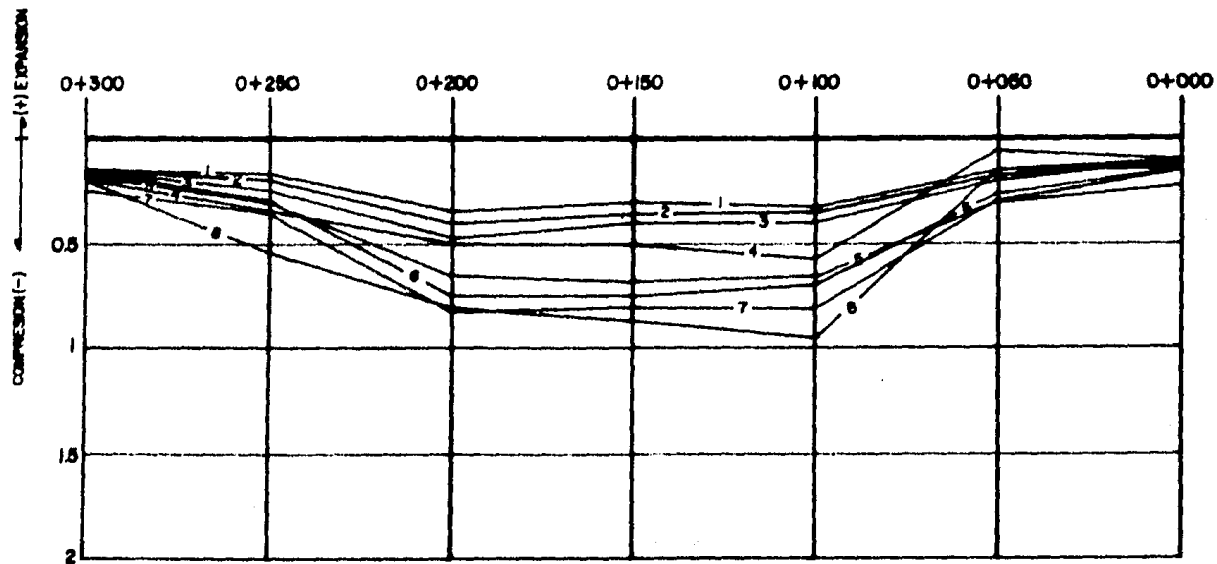


FIG. 5.3 LOCALIZACION DE LOS PUNTOS ANALIZADOS
Est. 0+120 (0+260)



PRESA GUADALUPE, MEX.

FIG. 5.4 ASENTAMIENTOS EN TESTIGOS SUPERFICIALES EN LA CORONA



GRAFICA	FECHA
1	26-NOV-70
2	25-MAR-71
3	17-OCT-72
4	9-ABR-73
5	10-JUN-78
6	22-JUL-77
7	18-ENE-78
8	13-SEP-78

PRESA GUADALUPE, MEX.

FIG. 5.5 ASENTAMIENTOS EN TESTIGOS SUPERFICIALES EN LA BANQUETA AGUAS ABAJO

los asentamientos medidos en inclinómetros, podemos observar que el máximo movimiento vertical medido es un asentamiento de 108cm en la estación 0+273 en el inicio de la berma de aguas arriba y sobre los filtros que cubren el corazón inclinado de la cortina, es decir en una sección que data de la última reparación de la presa; es la estación 0+120 los asentamientos medidos resultaron bastante menores, del orden de 51cm en un punto similar al de la primera estación mencionada. Es notable que el delantal de aguas arriba, que data de la primera reparación de la presa, parece haberse estabilizado desde antes de la reparación en la estación 0+273 aunque presentó asentamientos hasta de 43cm en la estación 0+120.

Por lo que respecta a desplazamientos en la dirección del eje del río, puede decirse que los testigos superficiales sobre la corona se mueven atendiendo principalmente a los niveles del embalse y que esta relación era mucho más marcada durante los primeros años de funcionamiento de la presa; los movimientos medidos en general fueron hacia aguas arriba e inferiores a 3cm.

Los desplazamientos horizontales, medidos en inclinómetros parecen tener poca relevancia. En el caso más crítico I-2 -- (figura 5.6) se han medido 11.0cm de movimiento lateral en la banqueta de aguas abajo y de 5.2cm en el material recién

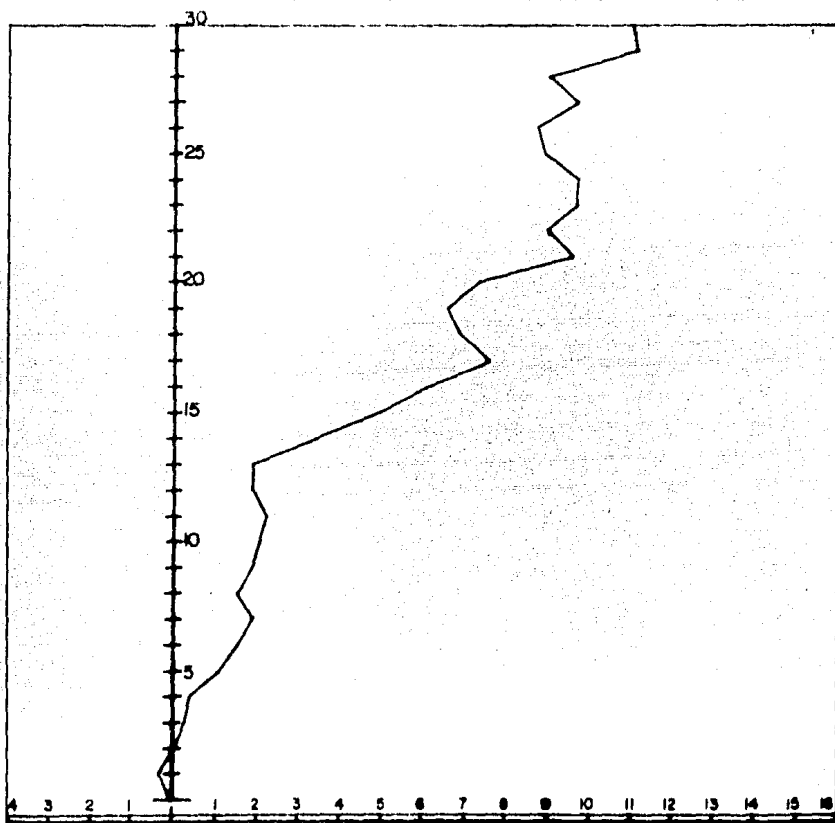


FIG. 5.6 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN EL INCLINOMETRO I-2 EJE RIO

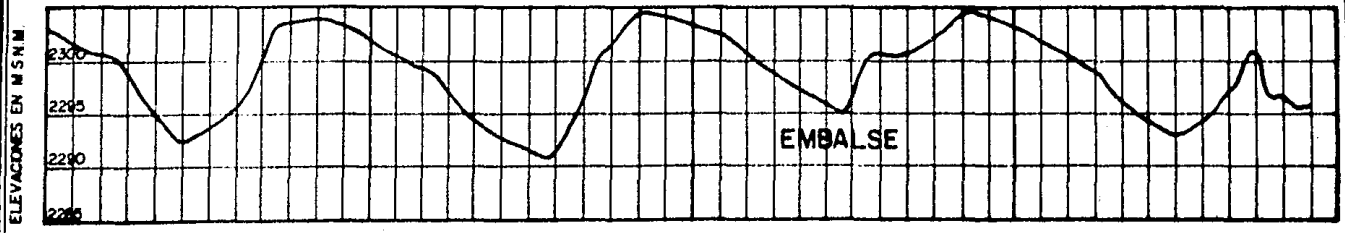
temente colocado; ambos movimientos hacia aguas abajo. Los inclinómetros no parecen indicar una superficie preferencial en la cual pudiera estar desarrollándose un deslizamiento, además que los movimientos parecen haberse estabilizado.

5.2.5 Análisis de Presión de Poro

Las presiones de poro se observaron mediante piezómetros abiertos y neumáticos. En la estación 0+120 se instalaron 4 piezómetros neumáticos, de los cuales sólo 3 funcionan y 2 piezómetros abiertos; en la estación 0+260 se instalaron 4 neumáticos; en las estaciones 0+230 y 0+320 se colocaron 2 piezómetros abiertos en cada una.

Es notable que, aún cuando los piezómetros neumáticos fueron instalados aproximadamente a la misma elevación (2277m) existen diferencias claramente apreciables en sus lecturas. En la estación 0+120 los piezómetros 1 y 3 muestran presiones parecidas, del orden de 3 ton/m^2 , mientras que el piezómetro 2 presenta una presión de 10 ton/m^2 (figura 5.7), es probable que el dentellón bajo el piezómetro 2 esté originando "arqueado" que incrementaría las presiones totales, efectivas y neutras en este punto.

En la estación 0+260 los piezómetros neumáticos muestran pre



PRESA GUADALUPE, MEX.

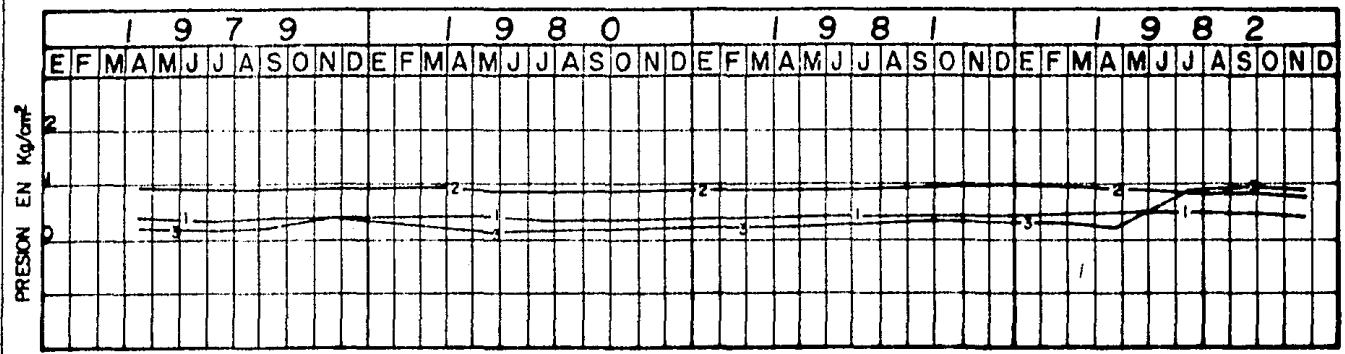
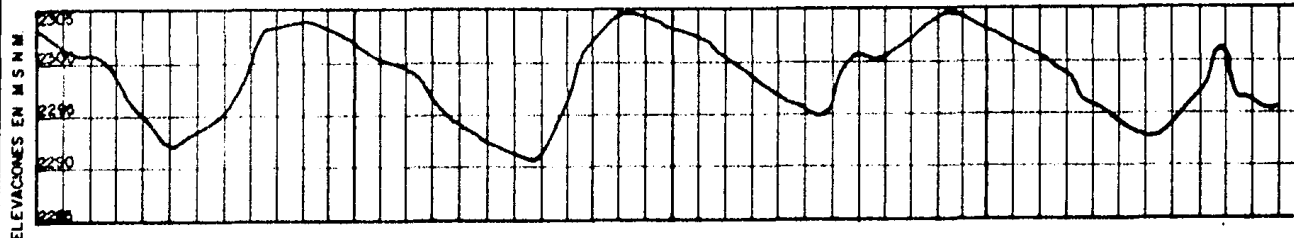


FIG. 5.7 OBSERVACIONES EN PIEZOMETROS NEUMATICOS ESTACION 0+120

siones en el agua más elevadas que en la estación 0+120, las cuales oscilan entre 1.2 y 19 kg/cm² (figura 5.8) correspondiendo la mas alta al piezómetro que esta fuera del dente---llón.

En todos los casos la presión medida con los piezómetros neumáticos se ha mantenido estable por un lapso mínimo de 5 años y en ocasiones por mucho más. Lo anterior corrobora que los asentamientos del material impermeable de la cortina deben encontrarse completo, al menos en su fase de consolidación primaria, toda vez que la presión en el agua parece corresponder a las condiciones hidrostáticas o bien a las hidrodinámicas originadas por un flujo establecido a través -- del corazón impermeable, pero sin presiones en exceso originadas por el fenómeno de consolidación. Los 6 piezómetros abiertos parecen haber llegado hace tiempo a una condición de equilibrio, alternada periódicamente por las variaciones en el nivel del embalse. Es notable que estos dispositivos acusen presiones distintas pero que conducen todas a los mismos niveles estáticos del agua, variables entre las elevaciones 2270 y 2275, dependiendo del nivel del agua en el vaso de la presa; estos niveles muestran variaciones anuales máximas de 15m que se reflejan en los piezómetros abiertos como variaciones de presión de 5m de carga de agua. Los 6 piezómetros abiertos instalados indican el mismo comportamiento, con res

GRAFICA DEL EMBALSE



PRESA GUADALUPE, MEX.

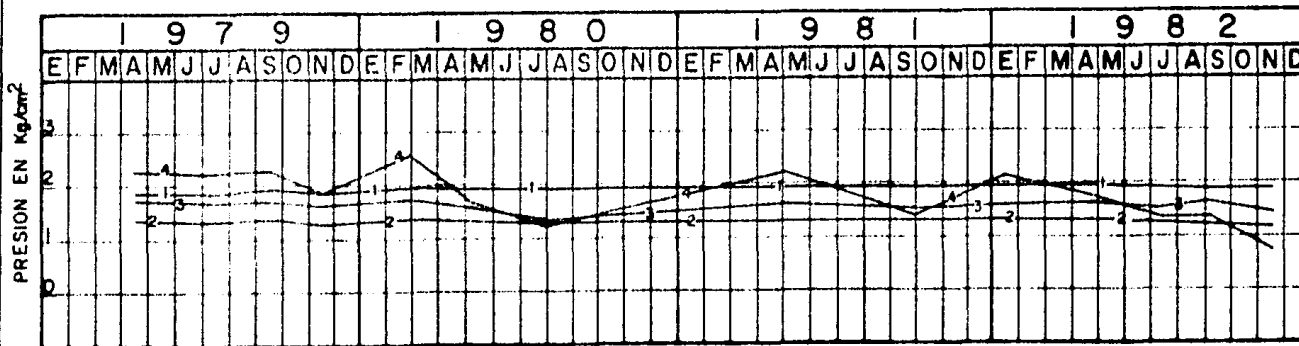


FIG. 5.8 OBSERVACIONES EN PIEZOMETROS NEUMATICOS ESTACION 0+ 260

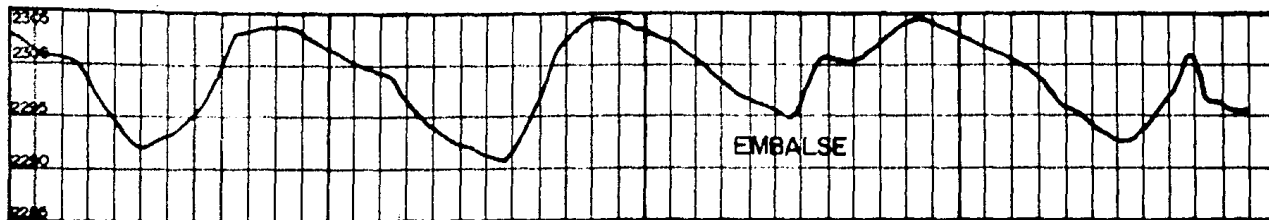
puestas que inclusive llegan a confundirse, figuras 5.9, ---
5.10 y 5.11.

5.2.6 Análisis de Deformaciones y Presiones Totales

Se instalaron un total de 14 extensómetros eléctricos, 7 de ellos en la estación 0+120 y los 7 restantes en la estación 0+260. Todos estos dispositivos se instalaron en la trinchera de material impermeable, excavada como prolongación del corazón de la presa y en las proximidades del dentellón, que por ser un elemento de gran rigidez podría originar deformaciones excesivas e inclusive el agrietamiento de la arcilla. El análisis de la información proporcionada por estos aparatos permite concluir lo siguiente:

Siete de los dispositivos indican deformaciones en compresión, de magnitudes inferiores a 1.5%, las cuales no deben implicar problema alguno para la arcilla.

En la estación 0+120 existen 2 extensómetros que indican deformaciones en tensión; el extensómetro 6 indica una deformación unitaria estabilizada del orden de 2.5% mientras que el extensómetro 1 indica una deformación que ha crecido con el paso de los años y que a la fecha de la última lectura (1977) había alcanzado un valor de 2.3%; aparentemente aún este



PRESA GUADALUPE, MEX.

ELEVACIONES EN M.S.N.M.

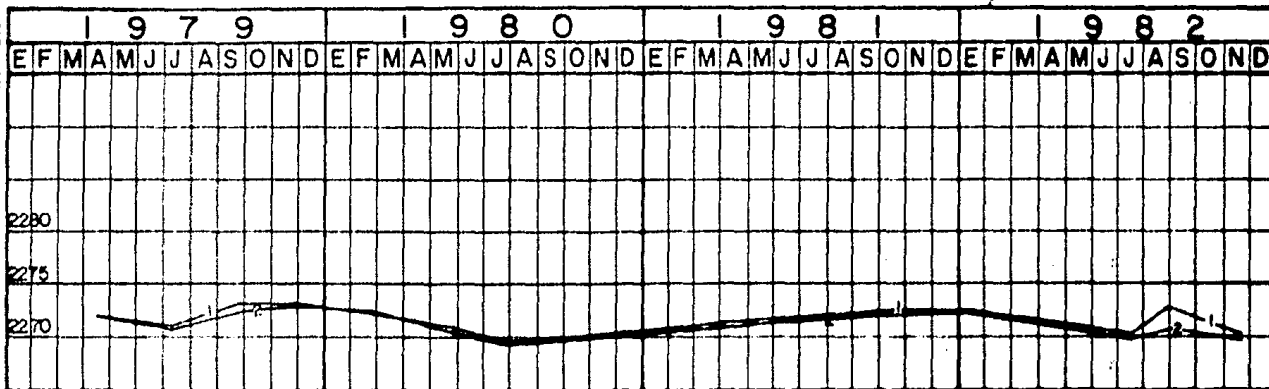
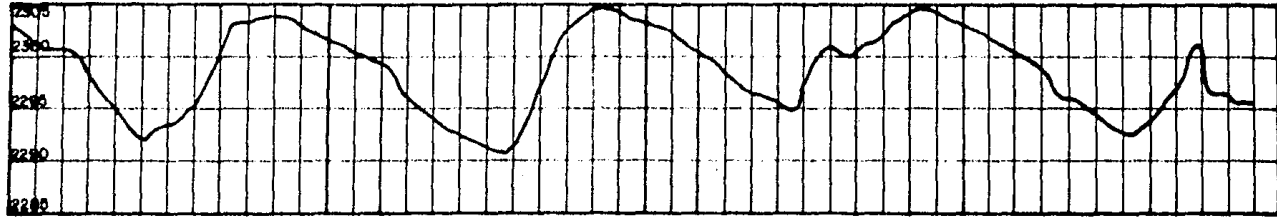


FIG. 5.9 OBSERVACIONES EN PIEZOMETROS ABIERTOS ESTACION 0+120 (bateria I)

GRAFICA DEL EMBALSE



PRESA GUADALUPE, MEX.

ELEVACIONES EN M.S.N.M

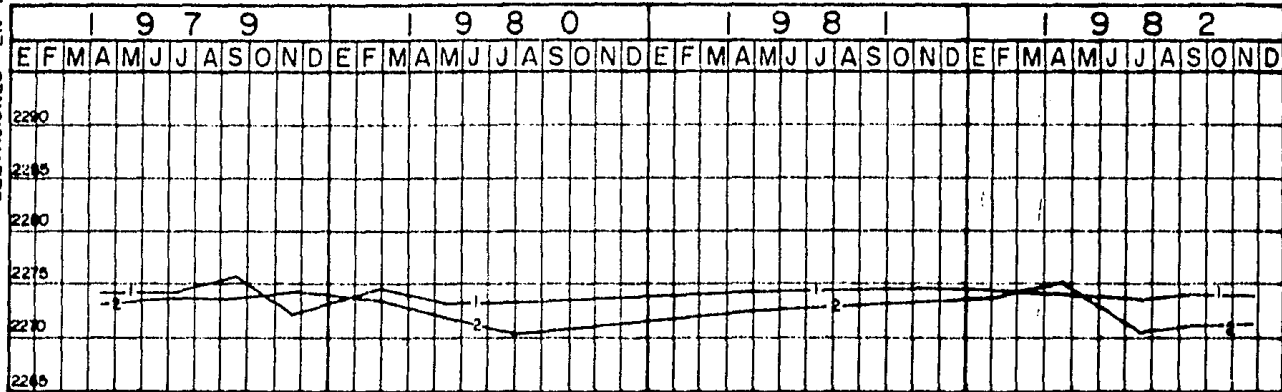
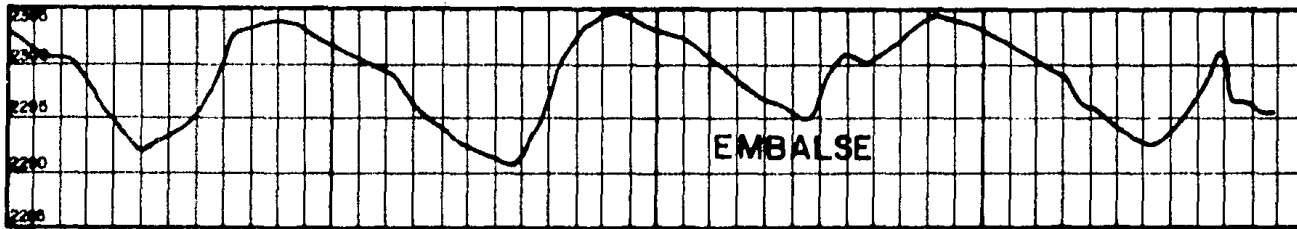


FIG.5.10 OBSERVACIONES EN PIEZOMETROS ABIERTOS ESTACION 0+260 (bateria 2)



PRESA GUADALUPE, MEX.

ELEVACIONES EN M. S. N. M.

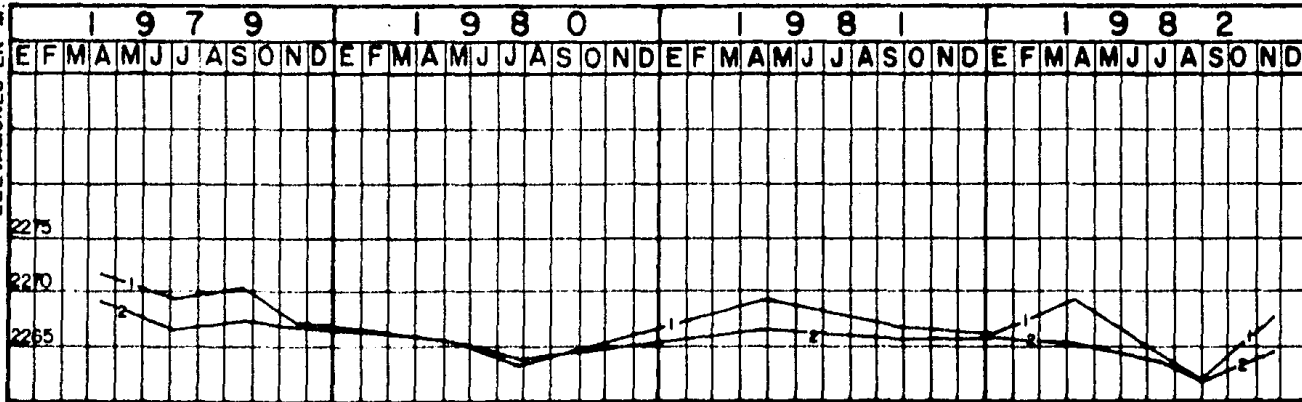


FIG. 5.11 OBSERVACIONES EN PIEZOMETROS ABIERTOS ESTACION 0+320 (bateria 3)

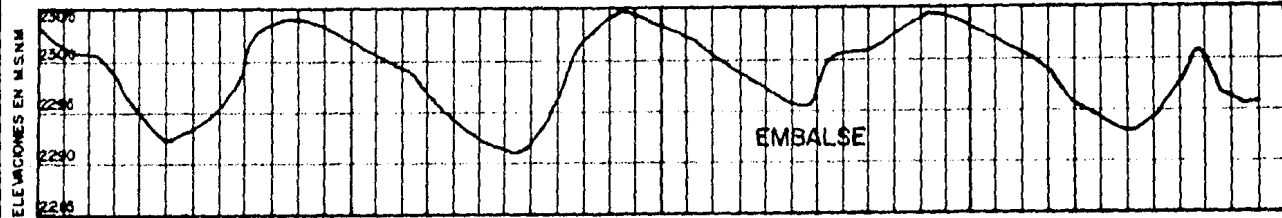
dispositivo se había estabilizado en sus lecturas en el último año.

En la estación 0+260 se tienen 2 extensómetros (12 y 13) que muestran también deformaciones unitarias en tensión, aunque con valores de 0.5 y 1.2%, estabilizadas durante más de 5 años, por lo que se supone que tampoco representan mayor problema para el corazón impermeable.

Los 3 dispositivos restantes, uno de la estación 0+120 y 2 de la estación 0+260, dejaron de funcionar al poco tiempo de instalados.

Es conveniente prestar atención a los extensómetros instalados en la estación 0+120, ya que si las deformaciones en tensión continúan su evolución ascendente, podrían superar la capacidad de la arcilla para tomar estos movimientos y conducir a agrietamiento con el consiguiente flujo de agua a través del corazón.

Por otra parte, se instalaron 11 celdas de presión en la estación 0+120 y 10 dispositivos del mismo tipo en la estación 0+260. Es conveniente mencionar que en la estación 0+120 se instalaron 4 celdas para medir las presiones en una dirección arbitrariamente denominada x, paralela a la dirección -



PRESA GUADALUPE, MEX.

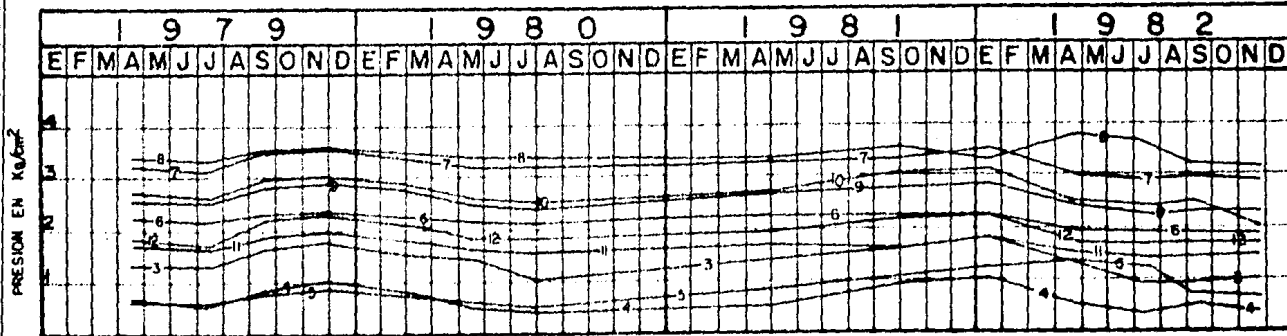
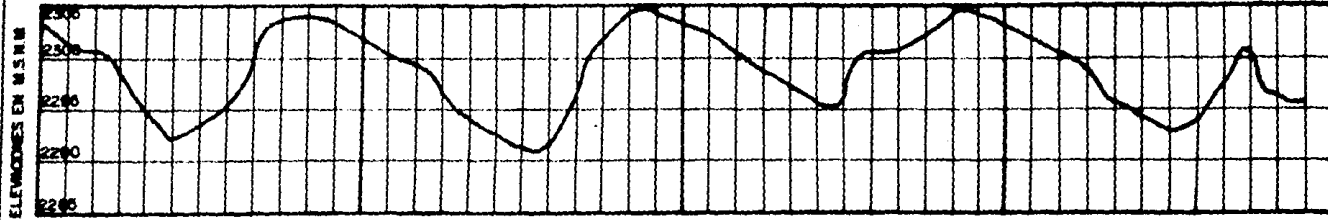


FIG.5.12 OBSERVACIONES EN CELDAS DE PRESION ESTACION 0+120

GRAFICA DEL EMBALSE



PRESA GUADALUPE, MEX.

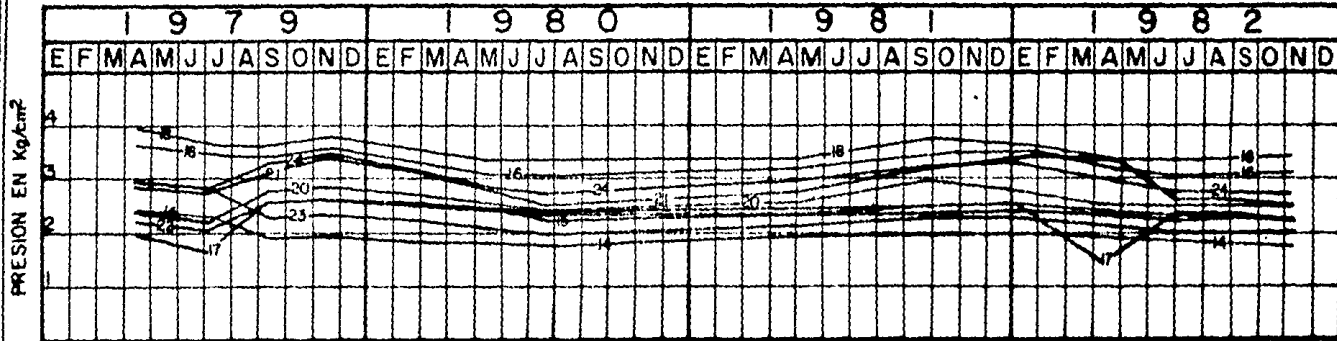


FIG. 5.13 OBSERVACIONES EN CELDAS DE PRESION ESTACION 0+260

de la corriente, 2 celdas para medir presiones verticales -- (eje z) y 2 celdas en un plano a 45° con todos los planos anteriores. En la estación 0+260 se instalaron 3 celdas en la dirección x; 2 celdas en la dirección y, 3 celdas en la dirección z y 2 en el plano a 45° .

Debido a que las celdas de presión registraron presiones totales, las gráficas indican una clara variación, estrechamente relacionada con los niveles del embalse en la presa (figuras 5.12 y 5.13); fuera de estas variaciones todas las celdas parecen indicar condiciones estables en sus registros.

5.2.7 Análisis de Esfuerzos y Deformaciones

Con el fin de hacer una comparación con las mediciones de campo y poder predecir el comportamiento a futuro de la presa, se realizó un análisis teórico de esfuerzos y deformaciones empleando el método del elemento finito. La tabla 2 resume los parámetros de deformabilidad de los materiales constitutivos de la presa empleados en el análisis; dichos parámetros se seleccionaron con base en los ensayos de laboratorio existentes y con base también en alguna relación empírica. Se utilizó una malla con un total de 533 elementos en su mayoría rectangulares y 571 puntos nodales, con una densidad mayor en la porción central de la cortina, debido a la abun-

dancia de materiales en esta zona.

El análisis realizado fue del tipo "estado plano de deformaciones" y para ello se consideró la sección transversal de la cortina en la estación 0+120. Cabe aclarar que la estación 0+260, se encuentra también instrumentada con una densidad similar a la estación 0+120 y presenta una geometría idéntica a la de esta última, por lo que no resultó necesario analizarlas por separado.

Los análisis se ejecutaron considerando primeramente las fuerzas de gravedad (peso propio) y las presiones hidrostáticas originadas por el agua embalsada, con el nivel de embalse máximo; posteriormente se ejecutó un análisis similar pero considerando el nivel mínimo de embalse. Puesto que en la elasticidad lineal es válida la superposición de efectos, se restaron los resultados del segundo análisis a los del primero para obtener el efecto de la variación del nivel del embalse en el estado de esfuerzos y desplazamientos de la cortina.

Los resultados se presentan en las figuras 5.14 a 5.17 consisten en curvas de igual esfuerzo, que representan la distribución de esfuerzos normales máximos y cortantes máximos; representación vertical de la magnitud y dirección del es---

FIG. 5.14 CURVAS DE IGUAL ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR
EMBALSE MAXIMO

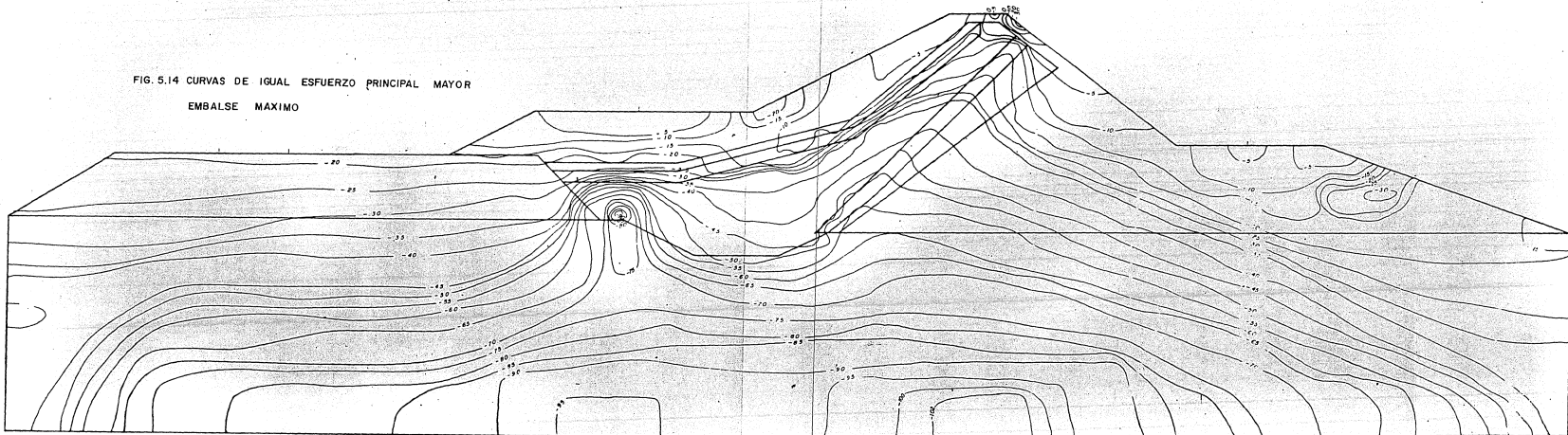


FIG. 5.15 CURVAS DE IGUAL ESFUERZO CORTANTE MAXIMO.
EMBALSE MAXIMO.

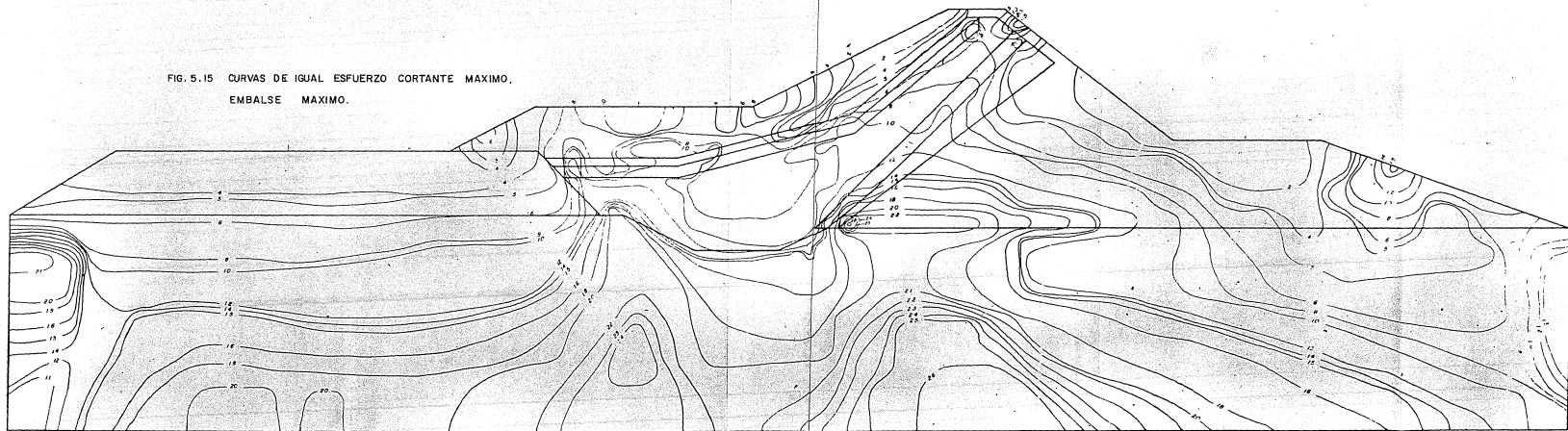


FIG. 5.16 DIRECCION DE LOS ESFUERZOS PRINCIPALES. EMBALSE MAXIMO

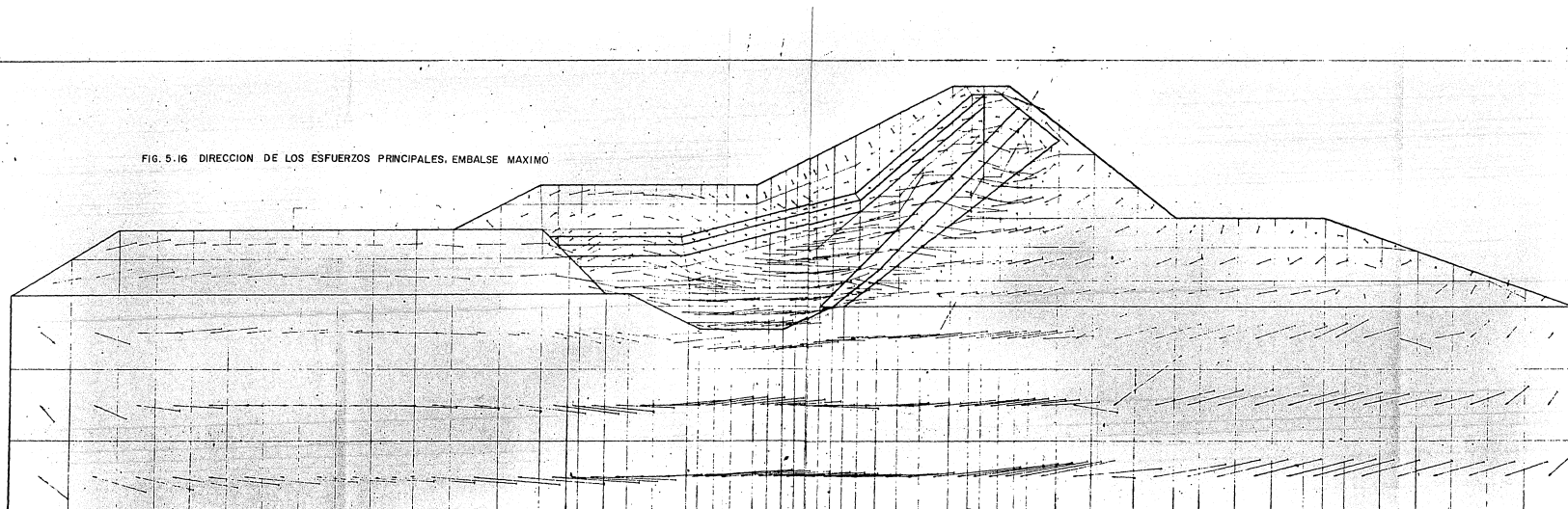
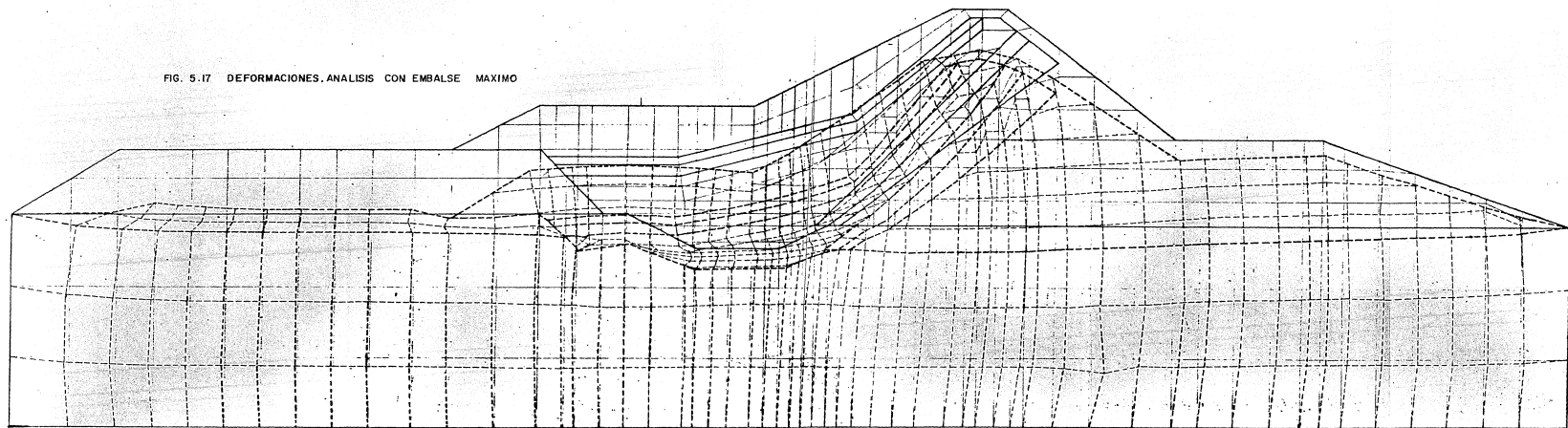


FIG. 5.17 DEFORMACIONES. ANALISIS CON EMBALSE MAXIMO



fuerzo principal mayor algebraico del análisis con nivel de embalse máximo y representación a escala de los desplazamientos nodales para obtener la configuración de la presa deformada. Finalmente es conveniente mencionar que el análisis -- realizado fue puramente estático. El esfuerzo adicional para realizar un análisis de la respuesta dinámica del conjunto - cortina-cimentación-embalse sería pequeño, pero requeriría - contar con propiedades dinámicas confiables de los materia-- les y registros de temblores, de preferencia obtenidos en el propio sitio de la presa. Se estima que el determinar las -- propiedades dinámicas de los materiales de la cortina y su - cimentación se requerirá de un esfuerzo adicional considera-- ble y que escapa a los alcances de este trabajo.

5.2.8 Resultados

A partir del análisis de los resultados anteriores se puede establecer lo siguiente:

Existen zonas donde los esfuerzos normales se tornan de tensión; estas zonas son mayores y las tensiones son de mayor - magnitud en el análisis con el nivel de embalse máximo. Unicamente en una zona sobre el talud de la berma aguas abajo, - los esfuerzos de tensión son mayores bajo la acción del míni mo embalse, no se presentan gráficas de resultados de este --

análisis. Se presentan tres zonas principales de tensión; una de las bermas aguas arriba, en zonas de enrocamiento, otra en el talud aguas abajo cerca de la corona de la presa y y una tercera en los filtros sobre la porción inclinada del corazón arcilloso. No se presenta ningún esfuerzo de tensión en el corazón impermeable.

Existen dos zonas con concentraciones notables de esfuerzos normales. Una de la parte superior del talud aguas arriba de la trinchera (bajo la berma aguas arriba) y otra en la parte superior del talud aguas abajo de la cortina, coincidiendo con la presencia de esfuerzos de tensión ya citados. Esta zona de la cortina fue modelada parcialmente mediante el empleo de elementos triangulares. Se estima que su utilización fue desafortunada ya que, como se cita en la referencia 1, su precisión no es satisfactoria. Se recomienda considerar a las concentraciones de esfuerzos en estas zonas como productos de las particularidades del método empleado y no como un estado real en la cortina.

La distribución de esfuerzos cortantes no obstante que es sumamente irregular presenta únicamente dos concentraciones notables de esfuerzos; una en la parte superior del talud aguas abajo de la cortina y otra en la zona del talud aguas abajo de la trinchera, en donde los esfuerzos cortantes al--

canzan valores hasta de 25 ton/m^2 .

Es notable que las fluctuaciones en el nivel del embalse de la presa concentran sus efectos en el cuerpo de la cortina, es decir prácticamente en las proximidades de donde se aplica la carga y se disipan rápidamente en ambas direcciones, - siendo apenas perceptibles bajo la berma. Es conveniente hacer resaltar las curvas que presentan un esfuerzo con signo negativo, indicando que, en dichas zonas, el nivel mínimo de embalse produce esfuerzos cortantes de magnitud mayor que el máximo nivel de embalse.

Para el análisis con el máximo nivel de embalse se presentaron los esfuerzos principales en cada elemento en forma vectorial, en la figura 5.14, se puede observar que en la zona de carga uniformemente repartida (bermas) los esfuerzos principales mayores son prácticamente verticales (normales a los esfuerzos principales menores), presentándose desviaciones a este patrón en las áreas bajo los taludes y bajo la cortina.

Por lo que respecta a las deformaciones, los resultados obtenidos se presentan en la figura 5.17. Es interesante observar que los nodos de la corona de la cortina se desplazan hacia aguas arriba bajo la carga del embalse no obstante que el resto de la cortina se mueve hacia aguas abajo. Esto se -

debe a las importantes deformaciones del delantal arcilloso- que generan las zonas de tensión en los filtros sobre el co- razón.

Revisando las deformaciones resultantes de los tres análisis efectuados se puede establecer en términos generales que las deformaciones por peso propio son bastante mayores que la ge- neradas por la fluctuación del embalse. Estas últimas defor- maciones se producen en gran medida por la distorsión de las áreas de material arcilloso en la zona cercana al extremo -- del delantal impermeable. Por otro lado la porción aguas aba- jo de la cortina y cimentación acusa deformaciones muy peque- ñas. Como una conclusión importante de este análisis podemos inferir que las fluctuaciones del embalse no originan ni des- plazamientos ni esfuerzos excesivos, que pudieran conducir a la falla de la cortina o su cimentación, en virtud de ello y considerando que la cortina debe haber alcanzado condiciones estables bajo su peso propio y aún bajo la carga originada - por el nivel mínimo del embalse, puede concluirse también -- que bajo condiciones estáticas la cortina presenta un riesgo nulo de falla.

Como ya fue mencionado, los resultados de la instrumentación analizados para su comparación con el análisis teórico, pre- sentan un comportamiento cíclico estrechamente relacionado -

con la fluctuación del embalse.

A partir de las curvas presentadas en estas figuras se logró identificar la magnitud de las deformaciones recuperables inducidas por la variación del nivel de embalse. Estas deformaciones teóricamente corresponden a las calculadas al restar los resultados del análisis con el embalse máximo con el mínimo. En la tabla 4 se presentan en forma comparativa estas mediciones y los resultados analíticos.

Se puede observar que los desplazamientos obtenidos con el análisis teórico son bastante mayores que los medidos con la instrumentación, principalmente en las deformaciones verticales. Con base en estos resultados se estima que los parámetros de deformabilidad seleccionados para el análisis sobrestiman la deformabilidad de los materiales, principalmente en la arcilla del corazón impermeable.

Un efecto de las grandes deformaciones del modelo matemático es el movimiento hacia aguas arriba de los nodos en la corona de la cortina, mientras que las mediciones indican desplazamientos hacia aguas abajo en estos mismo puntos (puntos 2, 3, 10 y 11). Esto se explica por las fuertes deformaciones obtenidas en el modelo analítico para el delantal arcilloso, que generan tensiones en los elementos correspondientes a --

los filtros sobre el corazón. Obviamente esto no ocurre en la realidad porque las deformaciones son mucho menores, 1.75 cm contra 16cm, (puntos 7,15) y por otro lado, los materiales de filtro son incapaces de tomar tensiones. Es interesante hacer notar que no obstante las grandes deformaciones obtenidas en el análisis, no se presentan tensiones en el corazón impermeable, por lo que es de esperarse que en la realidad no exista, posibilidad de que aparezcan tensiones en este material originadas por un mecanismo similar de giro hacia abajo del delantal con respecto al resto del corazón.

Por lo que se refiere a los esfuerzos, se presentan en la tabla 5 los valores medidos en celdas de presión y calculados analíticamente. En todos los casos los esfuerzos calculados son mayores que los medidos. Es notable que los esfuerzos normales verticales medidos son mucho menores que los calculados, lo que no ocurre en los esfuerzos normales horizontales que muestran una razonable similitud. Esto puede explicarse por la presencia del fenómeno de arqueado del suelo sobre las celdas de presión colocadas en posición horizontal (que miden los esfuerzos verticales).

El hecho de que los esfuerzos horizontales medidos y calculados sean razonablemente similares indica que si bien las deformaciones calculadas son mayores que las medidas, la dis-

tribución de esfuerzos tanto en forma como en magnitud probablemente si represente razonablemente la realidad.

Es importante mencionar que sería muy conveniente llevar a cabo la determinación en campo de las propiedades de los materiales que forman la cortina mediante procedimientos mecánicos (pruebas de placa, por ejemplo) ya que ésto permitiría efectuar análisis estáticos más realistas.

Aparato	Localización		Elev. Brocal	Elev. Bulbo	Prof. (m)	Fecha y Hora	
	x	y				Inicio	Terminación
1PA-Epa 8-1	-5,773	-26,200	2,286.83	2,280.00	06.83	30 08 82 09:45	30 08 82 15:45
2PA-Epa 7-1	-5,836	-26,200	2,300.00	2,275.76	24.24	31 08 82 08:45	02 09 82 14:30
3PA-Epa 7-2	-5,836	-26,200	2,300.00	2,285.00	15.00	02 09 82 15:30	02 09 82 19:05
4PA-Epa 6-1	-5,761	-26,142	2,292.76	2,270.00	22.76	03 09 82 07:00	03 09 82 15:15
5PA-Epa 3-1	-5,773	-26,105	2,288.01	2,275.00	13.01	03 09 82 18:35	03 09 82 22:10
6PA-Epa 5-2	-5,800	-26,142	2,302.23	2,284.58	17.65	04 09 82 11:30	06 09 82 12:30
7PA-Epa 5-1	-5,800	-26,142	2,302.23	2,275.00	27.23	06 09 82 14:05	06 09 82 20:45
8PA-Epa 2-1	-5,800	-26,107	2,300.00	2,270.00	30.00	07 09 82 12:35	07 09 82 18:50
9PA-Epa 2-2	-5,800	-26,107	2,300.00	2,280.00	20.00	07 09 82 19:35	07 09 82 22:42
10PA-Epa 10-1	-5,773	-26,069	2,289.80	2,280.00	09.80	09 09 82 19:30	09 09 82 20:30
11PA-Epa 9-1	-5,800	-26,069	2,300.00	2,270.00	30.00	10 09 82 10:27	10 09 82 15:55
12PA-Epa 9-2	-5,800	-26,069	2,300.00	2,280.00	20.00	10 09 82 17:10	10 09 82 21:15
13PA-Epa 1-1	-5,843	-26,100	2,303.00	2,270.00	33.00	13 09 82 07:00	13 09 82 17:40
14PA-Epa 1-2	-5,843	-26,100	2,303.00	2,280.00	23.00	13 09 82 20:30	14 09 82 10:10
15PA-Epa 4-1	-5,852	-26,142	2,302.00	2,275.00	27.00	14 09 82 12:06	14 09 82 19:01
1PO-1	-5,793	-26,108		2,285.00	13.05	08 09 82 09:00	08 09 82 14:20
2PO-2	-5,812	-26,108		2,285.00			

T a b l a 1 Resumen de las Características Generales de Instalación de Aparatos, Instrumentación adicional

Material	γ_m Kg/m ³	E Kg/m ²	ν	G Kg/m ²	T °C	α
1. Corazón impermeable (arcilla)	1,470.0	650,000.0	0.38	235,500.0	0.00	0.00
2. Transición (arena y grava)	1,700.0	7'000,000.0	0.28	2'730,000.0	0.00	0.00
3. Enrocamiento	2,000.0	8'700,000.0	0.15	3'783,000.0	0.00	0.00
4. Cimentación (limo-arena)	2,000.0	7'500,000.0	0.35	2'800,000.0	0.00	0.00
5. Berma A. arriba (arcilla)	1,500.0	300,000.0	0.40	110,000.0	0.00	0.00

T a b l a 2 Resumen de Parámetros Considerados en el Análisis de Elemento Finito de la Cortina

Punto	Instrumento	Tipo	Estación	Dist. eje de Referencias m	Elevación
1	I-3	Inclinómetro	0+120	58.60	2,295.40
2	H	Testigo Superficial	0+120	8.00	2,308.80
3	A	Testigo Superficial	0+120	0.00	2,308.80
4	B	Testigo Superficial	0+120	23.50	2,290.70
5	C	Testigo Superficial	0+120	43.50	2,290.70
6	I-3	Inclinómetro	0+120	58.60	2,280.70
7	I-1	Inclinómetro	0+120	35.10	2,286.70
8	I-2	Inclinómetro	0+120	43.30	2,278.70
9	I-6	Inclinómetro	0+260	38.50	2,295.40
10	H	Testigo Superficial	0+250	8.00	2,308.80

T a b l a 3 Identificación de Instrumentos en los Puntos Estudiados

Punto	Instrumento	Tipo	Estación	Dist. eje de Referencias m	Elevación
11	A	Testigo Superficial	0+250	0.00	2,308.80
12	B	Testigo Superficial	0+250	23.50	2,290.70
13	C	Testigo Superficial	0+250	43.50	2,290.70
14	I-6	Inclinómetro	0+260	38.50	2,280.70
15	I-4	Inclinómetro	0+260	35.18	2,286.70
16	I-5	Inclinómetro	0+260	41.34	2,278.70

Nota: El eje de referencias es el hombro aguas abajo de la cortina

Continuación T a b l a 3

Punto	Estación	Nodo	Desplazamientos ¹ Horizontales		Desplazamientos ² Verticales	
			Medidos cm	Calculados cm	Medidos cm	Calculados cm
1	0+120	106	1.9 a 2.5	2.51	-0.4 a -0.8	-17.91
2	0+120	390	1.3 a 2.3	-0.79	-0.4 a -0.6	- 4.63
3	0+120	435	1.6 a 2.0	-0.14	-0.4 a -0.8	- 1.79
4	0+120	494	1.2 a 1.6	1.99	-0.4 a -1.1	+ 0.02
5	0+120	522	0.8 a 1.2	1.49		+ 0.16
6	0+120	100	1.4 a 2.2	5.16	-0.5 a -2.5	-17.52
7	0+120	213			-0.6 a -1.75	-16.00
8	0+120	519		1.22		+ 0.10
9	0+260	106		2.51	-0.9 a -1.2	-17.91
10	0+260	390	1.4 a 1.9	-0.79	-0.4 a -0.6	- 4.63
11	0+260	435	1.2 a 2.1	-0.14		- 1.79
12	0+260	494	1.0 a 1.5	1.99	-0.6 a -0.9	+ 0.02
13	0+260	522	1.0 a 1.5	1.49	0.9 a 2.1	+ 0.16
14	0+260	100		5.16	-1.6 a -1.9	-17.52
15	0+260	213			-2.0	-16.00
16	0+260	519	1.9 a 2.5	1.22	-0.5 a -1.2	+ 0.10

Notas: (1) + hacia aguas abajo
- hacia aguas arriba

(2) + hacia arriba
- hacia abajo

T a b l a 4 Comparación Entre Deformaciones Medidas y Calculadas

Celda de Presión	Elemento	ESFUERZOS MEDIDOS			ESFUERZOS CALCULADOS		
		Embalse Máximo ton/m ²	Embalse Mínimo ton/m ²	Diferencia ton/m ²	Embalse Máximo ton/m ²	Embalse Mínimo ton/m ²	Diferencia ton/m ²
		ESFUERZOS NORMALES HORIZONTALES					
X 1	145	22.3	18.0	4.3	28.7	19.8	8.9
X 2	176	16.2	9.5	6.7	18.7	15.0	3.7
X 4	241	19.3	15.3	4.0	24.4	16.6	7.8
X 5	183	24.3	21.1	3.2	26.6	18.2	8.4
X 6	182	20.2	17.5	2.7	27.7	19.5	8.2
X 7	241	21.6	17.8	3.8	24.4	16.6	7.8
		ESFUERZOS NORMALES VERTICALES					
Z 1	125	12.4	6.9	5.5	54.5	36.4	18.1
Z 2	183	7.4	1.7	5.7	45.6	31.2	14.4
Z 3	241	22.5	18.7	3.8	44.4	30.8	13.6
Z 4	143	17.5	10.6	6.9	45.3	28.9	16.4
Z 5	182	24.5	19.3	5.2	48.1	33.5	14.6
Z 6	233	30.4	25.5	4.9	42.6	29.5	13.1

T a b l a 5 Comparación de Esfuerzos Medidos y Calculados

Referencias

- 1.- ASCE, Committee on Embankment Dams
Instrumentation, stress-strain Analyses and Field Performance, 1972

- 2.- Secretaría de Recursos Hidraulicos (1966)
Summary of Background to Design and Construction of Requena Dam, 1966

- 3.- Gamboa J.
Experiencias en la Instrumentación de Presas, sin publicar, Grupo IPESA 1980

C o n c l u s i o n e s

A partir de 1950 y con el auge de la mecánica de suelos en México, se instrumentaron las primeras presas de tierra y enrocamiento, en un intento por suprimir o confirmar los criterios empíricos que los constructores y diseñadores empleaban en proyectos de este tipo.

Desde entonces, la implementación de programas de observación y análisis de comportamiento de presas de tierra y enrocamiento ha revelado la ocurrencia de diversos fenómenos que se desarrollan en el interior de este tipo de estructuras durante la construcción, el primer llenado y la operación subsiguiente; si bien las mediciones instrumentales han confirmado la existencia de fenómenos como el arqueo contra laderas, interacción entre zonas de las presas construídas con materiales diferentes, plastificación de porciones importantes de la estructura, agrietamiento inducido en zonas de tensión y evolución significativa de presiones de poro durante la construcción; todavía su valor desde un punto de vista cuantitativo tiene algunas dudas. En parte debido al funcionamiento e instalación inadecuada de los aparatos; esto es particularmente cierto en celdas de presión, extensómetros, según demuestran las comparaciones de instrumentos duplicados o que miden la misma variable con procedimientos distintos.

No obstante estas limitaciones, es inequívoco que la medición en prototipos ha permitido comprender mejor el complejo comportamiento de las presas de tierra y enrocamiento.

Es inevitable que todo intento de medir implique interferencias con el material y la consecuente alteración del estado de esfuerzos y deformaciones en torno al sitio de observación. Por lo tanto la meta del especialista en esta área será reducir al mínimo dicha alteración mediante instrumentos que no modifiquen significativamente las condiciones de trabajo de la masa en que se instalan.

Respecto a fallas de funcionamiento registradas en los instrumentos empleados para auscultar varias presas construídas en México, debe señalarse las siguientes:

- a) Fallas en el sensor automático de celdas o piezómetros por desperfectos en la membrana o válvula de cierre.
- b) Obstrucciones por deformación en los tubos y coples de los inclinómetros.
- c) Rotura por asentamiento diferencial en las tuberías de piezómetros neumáticos, celdas de presión, medidores hidráulicos de asentamiento y líneas eléctricas; es frecuente también que los instrumentos que emple-

an sistemas eléctricos sufran el ataque de la humedad.

El análisis teórico de esfuerzos y deformaciones de las estructuras térreas, sometidas a condiciones de frontera complejas, mediante el uso del método del elemento finito, enfrenta el inconveniente de desconocer las leyes constitutivas de los materiales existentes. Esta herramienta es sin duda poderosa, pero restringida en sus aplicaciones debido a la razón arriba expuesta; sin embargo la evaluación obtenida por este método ha sido útil para orientar la búsqueda de posibilidades en cuanto a distribución de los materiales disponibles. En consecuencia el esfuerzo en esta área debe concentrarse en la investigación de las leyes constitutivas de los materiales.

La instrumentación que se ha empleado en México para observar el comportamiento de estructuras térreas dista mucho de haber alcanzado su máximo desarrollo por los accidentes de funcionamiento de algunos instrumentos, sino también por que las técnicas analíticas disponibles aun no son las adecuadas para evaluar y proponer valores de control confiables.

Todo lo anterior nos hace pensar que un programa para observar y analizar el comportamiento de estructuras térreas, tie

ne más probabilidades de alcanzar el éxito, cuando el personal técnico que interviene en el desarrollo del mismo, posea la suficiente experiencia que le permita hacer juicios sensatos al resolver las dificultades ó carencias que puedan presentarse a lo largo del programa, desde la concepción hasta la evaluación final del comportamiento.

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

Presas de Tierra y Enrocamiento.- Raul J. Marsal y Daniel Re
séndiz. LIMUSA 1979

Mecánica de Suelos (3 tomos).- Eulalio J. Badillo y Alfonso
Rico. LIMUSA 1980

Comportamiento de Presas Construidas en México.- SARH, CFE
Instituto de Ingeniería UNAM 1976

Quinta Conferencia Nabor Carrillo.- Raul J. Marsal, Sociedad
Mexicana de Mecanica de Suelos 1980

Finite Element Method, Basic Technique and Implementation,--
Pin Tong and John N. Rossettos, MIT Press 1978

Foundation Instrumentation.- Thomas H. Hanna, Trans Tech Pu-
blications 1973

Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica.- K. Terzaghi,-
Editorial Ateneo 1972

Course of Field Instrumentation (Notes).- Missouri Universi-
ty 1981

Field Instrumentation.- British Geotechnical Society 1976

Mecánica de Suelos Aplicada a las Vías Terrestres.- A. Rico
y H. del Castillo, LIMUSA 1976

Earth and Earth-Rock Dams.- J. L. Sherard, R. J. Woorward, -
S.F. Gizienski y W. A. Clevenger, J.W.S. 1963