

01121
113



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

"ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DE LA RAMPA DE
LA TUBERIA A PRESION C. H. IXTAPANLONGO,
ESTADO DE MEXICO".

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
E L O Y P E R E Z L U N A



MEXICO, D. F.

A

2003



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/205/01

Señor
ELOY PÉREZ LUNA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. REGINALDO HERNANDEZ ROMERO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA RAMPA DE LA TUBERÍA A PRESIÓN C.H.
IXTAPANTONGO, ESTADO DE MÉXICO.**

- I. GENERALIDADES
- II. GEOLOGÍA
- III. INSTRUMENTACIÓN
- IV. GRÁFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES
- V. ESTABILIDAD DE TALUDES
- VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universidad a 10 diciembre 2001.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/ITITG.

B

*Mi sincera gratitud al
Ing. Reginaldo Hernández Romero
Director de ésta Tesis*

Eloy Pérez Luna

C

Agradecimientos

A Dios por permitirme llegar a este momento.

A mis padres por los esfuerzos realizados.

A todos y cada uno de mis hermanos en especial a mi hermano Elías por su apoyo y ante todo a Sofía Pérez por su apoyo incondicional y confianza.

A mis amigos Susana Ibarra, Marisol Rangel, Leydi Guzmán Fabiola Rodiles, Daniel parra, Arturo Contreras, Carlos Anguiano quienes me brindaron su apoyo a lo largo de esta empresa y sobre todo por su amistad.

A Norma Leonard por su valiosa Amistad y apoyo

A todos mis amigos y familiares que durante mi vida han estado cerca.

Eloy Pérez Luna

D

INDICE

INTRODUCCIÓN	1	
CAPITULO I GENERALIDADES		
I. 1 SISTEMA HIDROELÉCTRICO MIGUEL ALEMÁN (SHMA)	3	
I. 2 C. H. IXTAPANTONGO Y TUBERÍA A PRESIÓN.	5	
I. 3 ANTECEDENTES DEL MOVIMIENTO DE LA RAMPA.	16	
CAPITULO II GEOLOGÍA.		
II.1 GEOLOGÍA GENERAL.	21	
II.2 EXPLORACIONES.	23	
II.3 SECCIONES GEOLÓGICAS	26	
II.4 HIDROLOGÍA.	27	
CAPITULO III INSTRUMENTACIÓN.		
III. 1 PIEZÓMETROS, BARRENOS E INCLINÓMETROS	30	
III. 2 GALERÍA DE DRENAJE	36	
III. 3 MOVIMIENTOS MEDIDOS	38	
CAPITULO IV GRÁFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES.		
IV. 1 PIEZÓMETROS, BARRENOS E INCLINÓMETROS	46	
IV. 2 GALERÍA DE DRENAJE	50	
IV. 3 MOVIMIENTOS MEDIDOS	51	
CAPITULO V ESTABILIDAD DE TALUDES		
V. 1 DESLIZAMIENTOS Y CLASIFICACIÓN DE MOVIMIENTOS DE FALLA	69	
V. 2 FALLA POR MOVIMIENTO DEL CUERPO DEL TALUD	72	
V. 3 INFLUENCIA DEL NIVEL FREÁTICO.	80	
CAPITULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		83
REFERENCIAS	86	

E

INTRODUCCION

Las fallas de grandes presas como Vajont, Malpasset, Balwin Hills, Teton y otras, han puesto de manifiesto los riesgos que pueden representar para la seguridad publica las grandes presas y la necesidad de someter estas obras a una vigilancia y control permanente y minucioso.

Aunque todas las presas representan un riesgo, como cualquier otra estructura hecha por la mano del hombre, la mayoría de las fallas desastrosas pudieron haberse evitado o cuando menos previsto para minimizar las perdidas, principalmente en cuanto a vidas humanas se refiere, si se hubiera contado con un sistema de instrumentación adecuado, observado sistemáticamente, con la frecuencia necesaria, y evaluando los resultados de inmediato para poder realizar acciones preventivas o correctivas de acuerdo con una estrategia preparada de antemano.

La mayoría de los incidentes en presas de tierra y enrocamiento han ocurrido después de una falla previa. Tales fallas son generalmente procesos complejos que se desarrollan en función del tiempo, emitiendo por adelantado señales de advertencia que pueden detectarse mediante instrumentación; por lo que, se ha aceptado en la actualidad que la instrumentación forme parte del proceso constructivo de una presa.

Así la instalación de un sistema de instrumentación que permita el registro de anomalías que se desarrollen o tengan tendencias a desarrollarse tanto en la construcción como durante la vida útil de la obra, es el medio mas eficiente para que el ingeniero encargado vigile el comportamiento de una obra y evalúe su seguridad.

Las diferentes maneras en que una presa puede fallar son; las presas de gravedad se caracterizan por ser estables, aun en cimentaciones sobre roca de

INTRODUCCION

pobre calidad. Por otro lado, se sabe que las presas de arco fallan muy rápido cuando su cimentación falla, como es el caso de la presa Malpasset (Francia), aunque los arcos por si mismos son estructuras muy resistentes. Las presas que dependen de contrafuertes, tales como las de losas y arcos múltiples, se pueden desintegrar en secuencia, como una fila de fichas de domino. Las presas de tierra y enrocamiento tienden a fallar lentamente, pero son obviamente mas susceptibles a la erosión interna y externa que las de concreto o mampostería.

1 GENERALIDADES

1.1 Sistema Hidroeléctrico Miguel Alemán (SHMA)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El sistema Hidroeléctrico Miguel Alemán (SHMA) se localiza a los $19^{\circ} 10' 21''$ latitud Norte y $100^{\circ} 16' 00''$ longitud oeste ubicada al noreste del Estado de México. Esta ubicado en un área aproximada de 360 km^2 en el que se asientan las presas de almacenamiento, vasos reguladores, túneles, sifones, tuberías a presión y casas de máquinas (fig. 1).

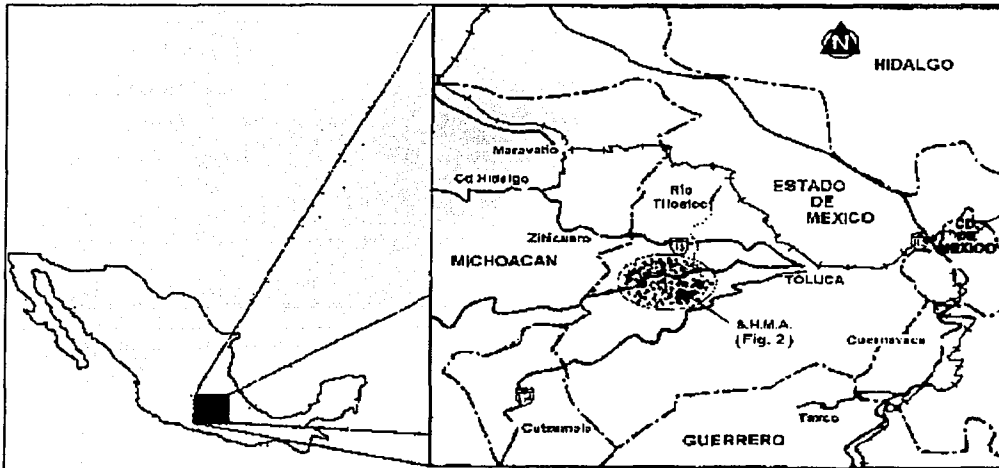


Fig. 1 Localización del Sistema Hidroeléctrico Miguel Alemán.

Originalmente el SHMA aprovechaba las corrientes de los ríos San Juan Malacatepec y Valle de Bravo, que forman el río Tlilóctoc; así como del río verde o Temascaltepec y el Ixtapan del Oro, en el Estado de México; además del Tuxpan y Zitácuaro del estado de Michoacán con lo que se generaba energía eléctrica con seis plantas hidroeléctricas: Héctor Martínez de Meza, Agustín Millán, El Durazno,

Ixtapantongo, Santa Bárbara y Tingambato (fig. 2). En 1983 las presa Tuxpan. El Bosque, Villa Victoria, Valle de Bravo, Tilóstoc y Colorines fueron transferidas a la Comisión Nacional del Agua para incorporarlas al Sistema Cutzamala, con el objetivo de contribuir al abastecimiento de agua potable para la Zona Metropolitana del Valle de México (ref. 1). Actualmente sólo generan energía eléctrica las plantas Ixtapantongo, Santa Bárbara y Tingambato, las cuales cuentan con las siguientes características.

PLANTA	No. UNIDADES	CAIDA BRUTA (m)	CAPACIDAD (Kw)
Ixtapantongo	3	328	106,000
Santa Bárbara	3	262	67,575
Tingambato	3	409	135,000
	9		308,575

Plantas que conforman el Sistema hidroeléctrico Miguel Alemán

Sobre el río Malacatepec a 2605 m.s.n.m. se encuentra la presa de almacenamiento de Villa Victoria con una capacidad de 210,000,000 m³ con una cortina de 18 m de altura del tipo de gravedad en parte y de tierra el resto. Se tiene una conducción de canales y túneles a las plantas en desmanteladas; Héctor Martínez De Meza y Agustín Millán y cuya descarga es directa a la presa de almacenamiento de Valle de Bravo sobre el río del mismo nombre.

Esta presa tiene un almacenamiento de 410,000,000 m³ con una cortina de corazón impermeable y enrocamiento acomodado aguas arriba y aguas abajo de 49 m de altura; a una altura de 1830.00 m.s.n.m. Se tiene un vertedor de descarga libre lateral con capacidad para 1200 m³ /seg. De este vaso se toman las aguas para la planta El Durazno (desmantelada) las cuales alcanzan después la presa derivadora El Durazno para ser conducidas junto con las aguas del río Tilóstoc, hasta el vaso

GENERALIDADES

regulador de Colorines. Esta presa tiene una cortina con altura de 13 m del tipo de gravedad de mampostería y concreto.

Aguas arriba se encuentra la presa de Tilóstoc, cuya función es decantar y regularizar las aguas de la cuenca del río Malacatepec que, junto con el río Valle de Bravo, forman el río Tilóstoc. Así pues, esta presa disminuye la acumulación de azolves en las presas de aguas abajo (Colorines, Ixtapantongo, Sto. Tomás y Pinzanes) la capacidad de esta presa es de $14,000,000 \text{ m}^3$, con una cortina de 20 m de altura tipo gravedad de mampostería, dentellón y revestimiento de concreto con vertedor de descarga libre y gasto de $900 \text{ m}^3/\text{seg}$.

1.2 C. H. Ixtapantongo y tubería a presión.

La generación de energía eléctrica en la Central Ixtapantongo se realiza mediante el aprovechamiento del agua almacenada en la presa Colorines y la que proviene de los afluentes del río Tilóstoc. Esta Central fue la primer gran obra que CFE realizó, su edificación empezó el 5 de mayo de 1938. Se puso en marcha la primer unidad el 30 de agosto de 1944, la segunda en 1947 y la tercera en 1954 con lo que se logró una capacidad instalada de 106 000 KW. Esta fue la primer Central del SHMA.

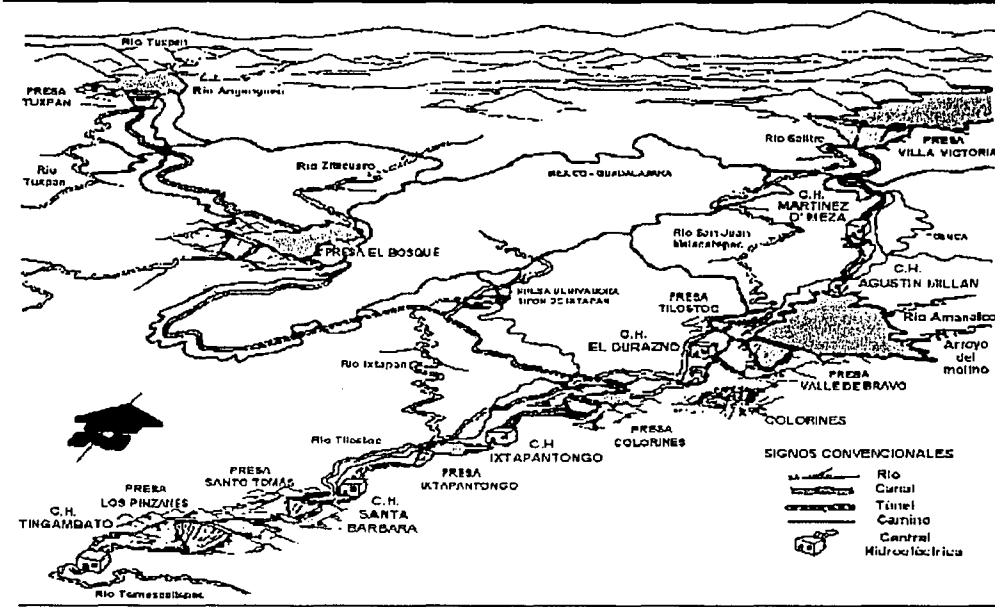


Fig. 2 Esquema General del Sistema Hidroeléctrico Miguel Alemán (SHMA).

Del vaso de almacenamiento Colorines el agua es conducida con una carga neta de 328 m, a la Central Ixtapantongo que cuenta con tres turbinas tipo Francis y una capacidad total instalada de 106 MW. La casa de máquinas de Ixtapantongo descarga al almacenamiento que forma la presa del mismo nombre (fig. 2).

La conducción de agua desde el almacenamiento Colorines (1, fig. 3) hasta la Central hidroeléctrica Ixtapantongo (8, fig. 3), tiene una longitud de 2211 m y se desarrolla a través de un tajo de 500 m de longitud con 4,5 m de ancho en la base y taludes 1,5:1 (4, fig. 3), que conduce agua hasta un túnel a presión de sección circular de 3,2 m y una longitud de 724 m revestido de concreto (5, fig. 3). En el portal de entrada a éste túnel se tiene una estructura de concreto reforzado donde

GENERALIDADES

se tienen instaladas dos compuertas deslizantes con los mecanismos respectivos para su operación y las rejillas de protección correspondientes.

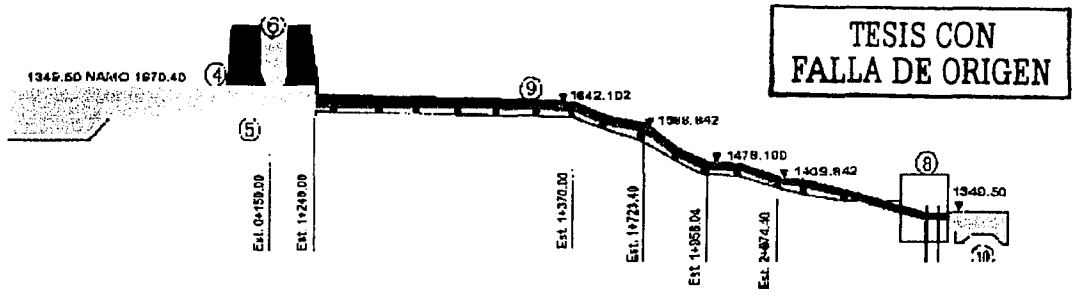
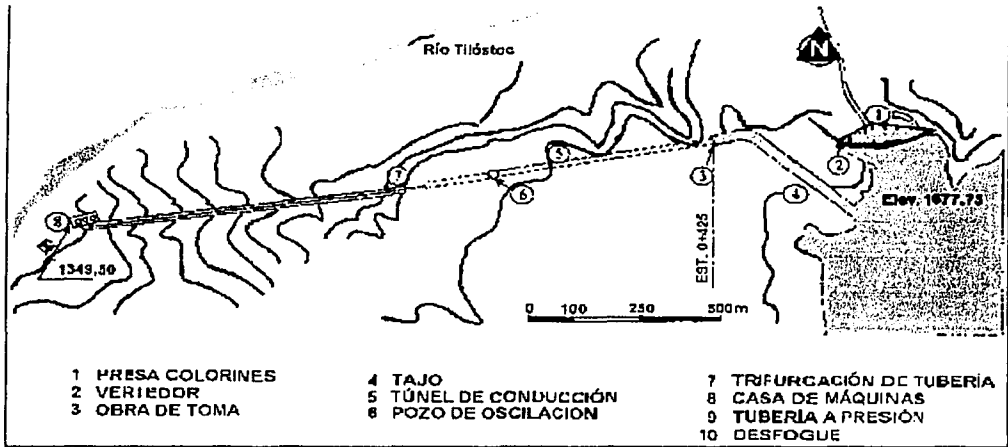


Fig. 3 Esquema General de la Central Hidroeléctrica Ixtapantongo.

Próximo al portal de salida se tiene un pozo de oscilación de tipo cónico con diámetro superior de 21,57 m y el inferior en la unión con el túnel de 3,6 m (6, fig. 3), la altura del brocal sobre el eje del túnel es de 30,8 m. Este pozo revestido de concreto

GENERALIDADES

armado esta protegido con una cubierta metálica y barda perimetral para evitar la caída de cuerpos extraños.

El portal de salida del túnel esta formado por bloques de concreto armado en el que se verifica la transición entre el túnel y la tubería a presión de 3 m de diámetro y 9 mm de espesor (figs. 4 y 5). A 87 m del portal de salida, está una pieza especial de trifurcación de la cual parten tres tuberías de 1,8 m de diámetro (7, fig. 3). una para cada unidad de generación; en cada una de las salidas de esta trifurcación está instalada una válvula de mariposa que tiene la función de obturar la tubería en caso de una rotura o falla en las válvulas de la planta. Inmediatamente después de cada válvula de mariposa está instalada una válvula de aire para que; en caso de cierre brusco de las primeras se permita la entrada de aire a la tubería correspondiente.



Fig. 4 Esquema General de la central Hidroeléctrica Ixtapantongo.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. 5 Portal de salida del túnel de conducción.

De la casa de válvulas hasta la casa de máquinas la conducción es a través de tuberías a presión con una longitud aproximada de 1050 m (9 en fig. 3 y fig. 4), las cuales descansan en silletas de concreto colocadas a distancias de 6 y 8 m, y 10 atraque de concreto reforzado en los puntos de inflexión. Los diámetros de las tuberías disminuyen gradualmente de 1,8 m a 1,5 m en la casa de máquinas; los espesores varían de 9 mm a 35 mm del portal de salida al extremo inferior (fig. 6).

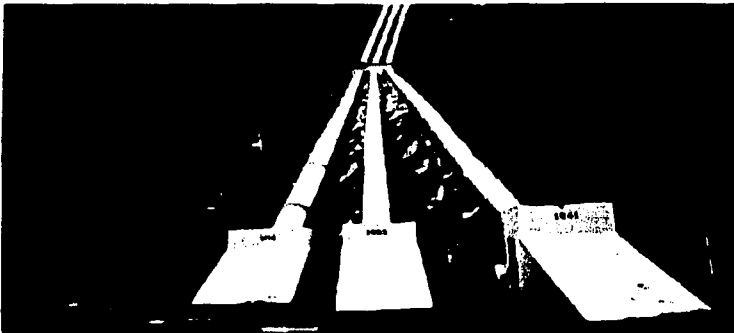


Fig. 6 Parte inferior de la tubería a presión.

GENERALIDADES

Las presiones estáticas varían para las tres tuberías, entre 3 kg/cm^2 en la parte superior y 33 kg/cm^2 en la parte inferior con un margen de seguridad de 50% para subpresiones por golpe de ariete.

La casa de máquinas está constituida por dos cuerpos principales, uno que aloja vestíbulo en planta baja, sala de cables y sala de tableros en pisos superiores, desde sala de tableros se domina la sala de generadores (fig. 7). En el otro cuerpo se distinguen dos niveles: de generadores y de turbinas.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. 7 Casa de máquinas vista desde la tubería.

Las dimensiones del edificio son: largo 51 m, ancho 22,4 m en la fachada principal y 17 m en la parte que corresponde a la sala de máquinas, altura de 16 m sobre el piso de generadores. La superficie total es de 915 m^2 , la estructura es de concreto reforzado con travesaños de concreto para una grúa viajera de 110 t. La subestructura o cimentación es un gran relleno de concreto.

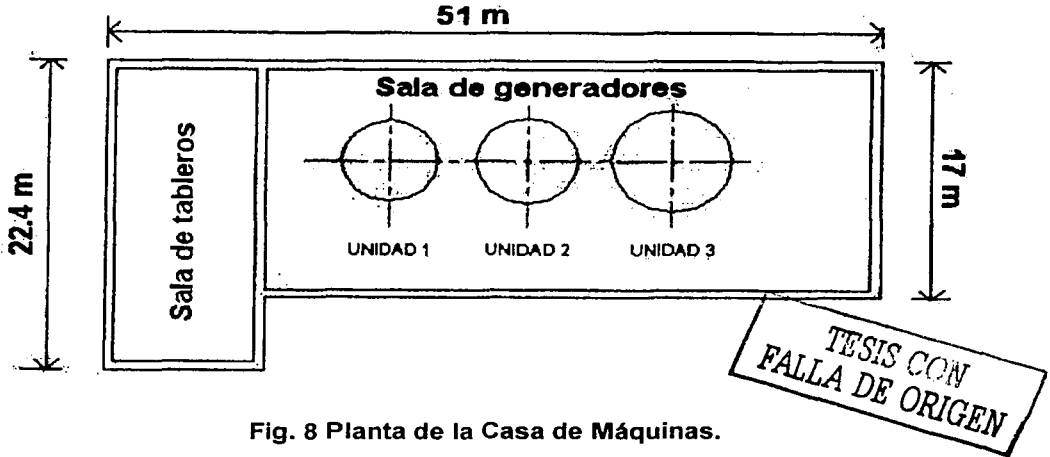


Fig. 8 Planta de la Casa de Máquinas.

La topografía alrededor de la tubería a presión presenta tres cañadas bien definidas, dos a la derecha y una a la izquierda (figs. 9 y 10). La de mayor dimensión corresponde a la formada por el río Tilóstoc y se ubica a la derecha de la tubería. Entre el río y la tubería se encuentra la de menor dimensión. La tercer cañada está ubicada a la izquierda de la tubería a presión. En esta última se construyó una represa de mampostería con el objetivo de interceptar y canalizar el agua e impedir que llegue a la zona de los tanques del sistema de enfriamiento de casa de máquinas. El agua que llega hasta la represa es canalizada mediante un túnel hacia la cañada a la derecha de la tubería a presión.

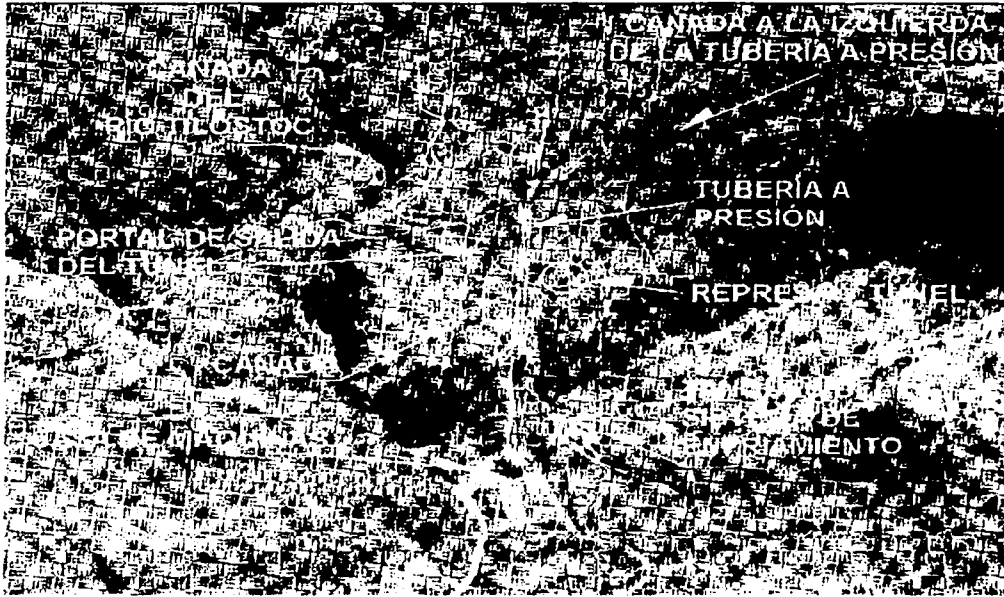


Fig. 9 Cañadas alrededor de la tubería a presión.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

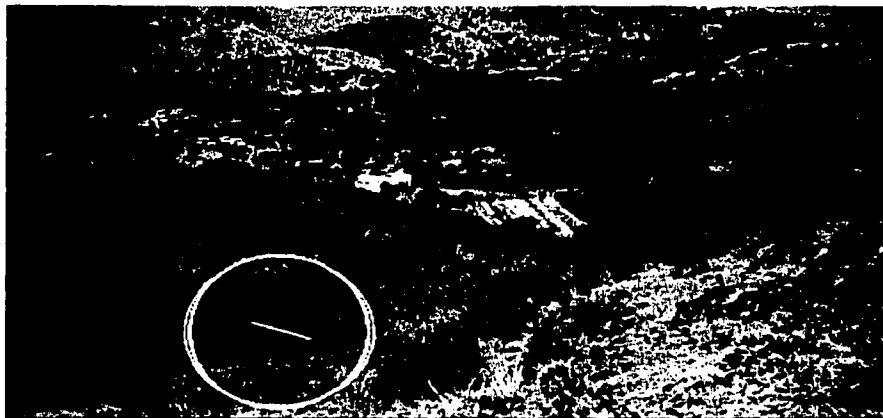


Fig. 10 Represa de mampostería.

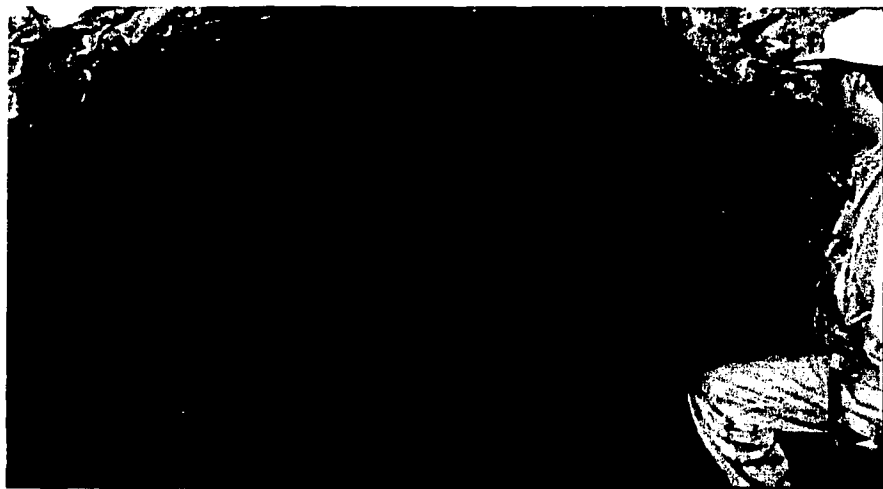


Fig. 11 Tramo revestido del túnel que pasa por debajo de la tubería a presión.

El túnel es de sección circular con diámetro de 2,7 y se encuentra revestido en sus 70 m iniciales. Se ha reportado que se encuentra parcialmente azolvado con material de arrastre proveniente de la cañada. El azolve impide el desalojo libre del agua de la

cañada y justo en el portal de entrada se forma una pileta de más de 1,5 m de profundidad (figs. 12 y 13).



Fig. 12 Entrada del túnel que pasa por debajo de la tubería a presión.



Fig. 13 Entrada al túnel que pasa por debajo de la tubería a presión
parcialmente inundado.

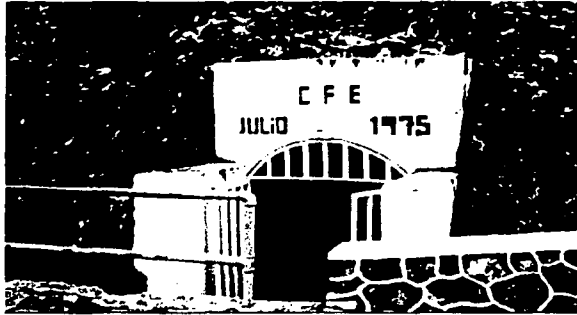
1.3 Antecedentes del movimiento de la rampa.

En 1955 comenzaron a presentarse fallas en chumaceras y demás elementos rodantes de las unidades generadoras de la Central. Con los estudios realizados se concluyó que eran provocadas por un movimiento lento (tipo creep) de la ladera sobre la que están desplantadas la casa de máquinas y parte de la tubería a presión.

Para conocer las causas que provocaron dicho movimiento así como su magnitud y evolución con el tiempo, se efectuaron varias campañas de estudios geotécnicos que incluyeron exploraciones geológicas en 1966 y 1973 complementadas con la instalación de piezómetros e inclinómetros distribuidos en la zona de casa de máquinas y en el tramo de la tubería a presión comprendido entre los machones 9 y 10, incluyendo la colocación de bases para medir con extensómetros y realizar nivelaciones y colimaciones en cada una de la silletas de apoyo de la tubería.

Como consecuencia de las primeras observaciones, se realizó un primer estudio geológico en 1966, aprovechando los barrenos que se perforaron para la instalación de los piezómetros y del inclinómetro. Debido a que el movimiento aunque pequeño era constante, se requirió de nuevos análisis en 1970 y 1973.

Una de las medidas de corrección que se implantaron como resultado de los estudios geotécnicos, fue la construcción en 1975 de una galería de drenaje que abatiera los niveles piezométricos de la ladera (figs. 14 y 15).



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. 14 Portal de entrada a la galería de drenaje.

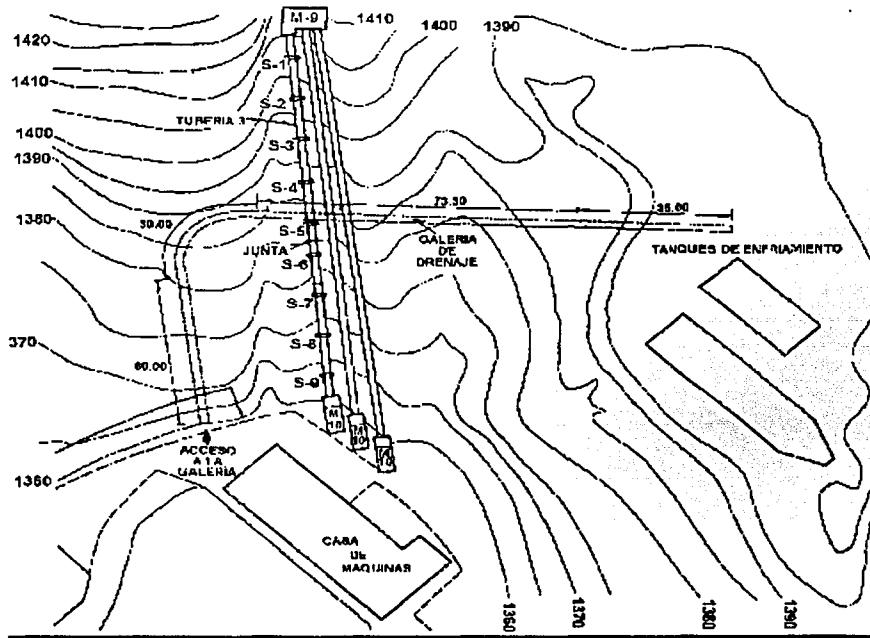


Fig. 15 Galería de drenaje

GENERALIDADES

La galería tiene una sección tipo portal de 1,8 m de ancho y altura de 2,2 m, longitud de 175,23m y pendiente de 1%, se excavo en depósitos de talud y solo se llego con el final de la galería a las andesitas fracturadas, la elevación promedio del piso es de 1354,75 m.s.n.m.

A partir de la galería se perforaron barrenos de drenaje de 5m de longitud que permitieron el abatimiento del nivel freático de la ladera constituida por brechas andesíticas y depósitos de talud. En 1989 se recomendó ejecutar drenes adicionales debido a que los movimientos en la ladera seguían presentándose e incluso se iniciaba el proceso de agrietamiento del concreto en la de la galería, principalmente bajo la tubería y cerca del portal de entrada (ref. 1). Los barrenos propuestos fueron de 3" de diámetro ademados con tubería ranurada de PVC, pared gruesa de 2 ½" de diámetro rellenos con gravilla o arena gruesa. Los barrenos se instalaron a cada 10 m a lo largo del ramal perpendicular a las tuberías con la longitud y dimensiones indicadas en la figura 16.

Para conocer el gasto total de filtraciones desarrolladas en la galería se construyó un vertedor triangular a 90° en la entrada a la galería.

También se implemento la modificación de silletas de apoyo de las tuberías 1 y 2, ya que los movimientos hasta 1975 habían desplazado algunas de las silletas de concreto y, por consiguiente, la tubería

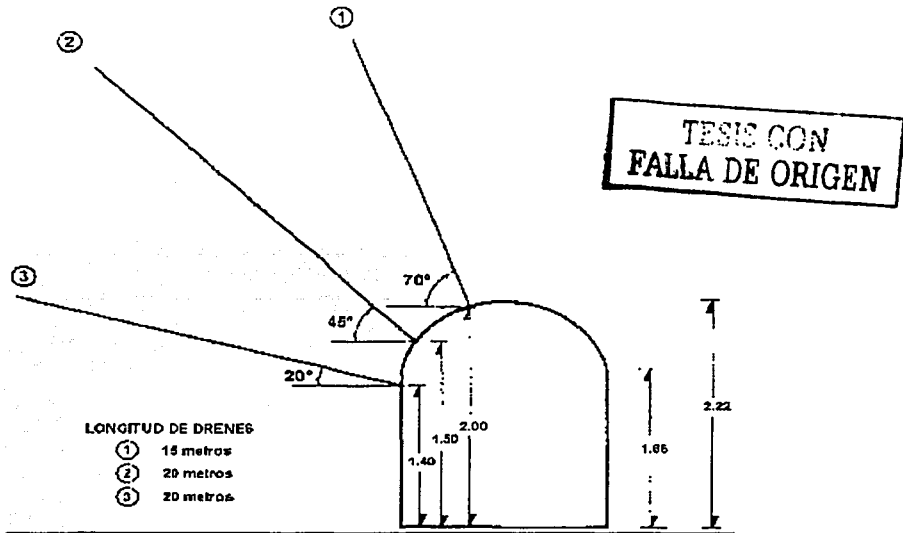


Fig. 16 Barrenos de drenaje en galería de drenaje (1989).

La instrumentación instalada en varias etapas en la rampa entre los machones 9 y 10 (fig. 17) y en la casa de máquinas (fig. 18) consiste en: ocho piezómetros, tres inclinómetros, diecinueve barrenos, nueve dispositivos para medir asentamientos y desplazamientos de las silletas entre los machones 9 y 10, cincuenta y cuatro barrenos de drenaje en la galería de drenaje, un vertedor de aforo a la salida de la galería de drenaje y ocho referencias superficiales en el piso de generadores de casa de máquinas.

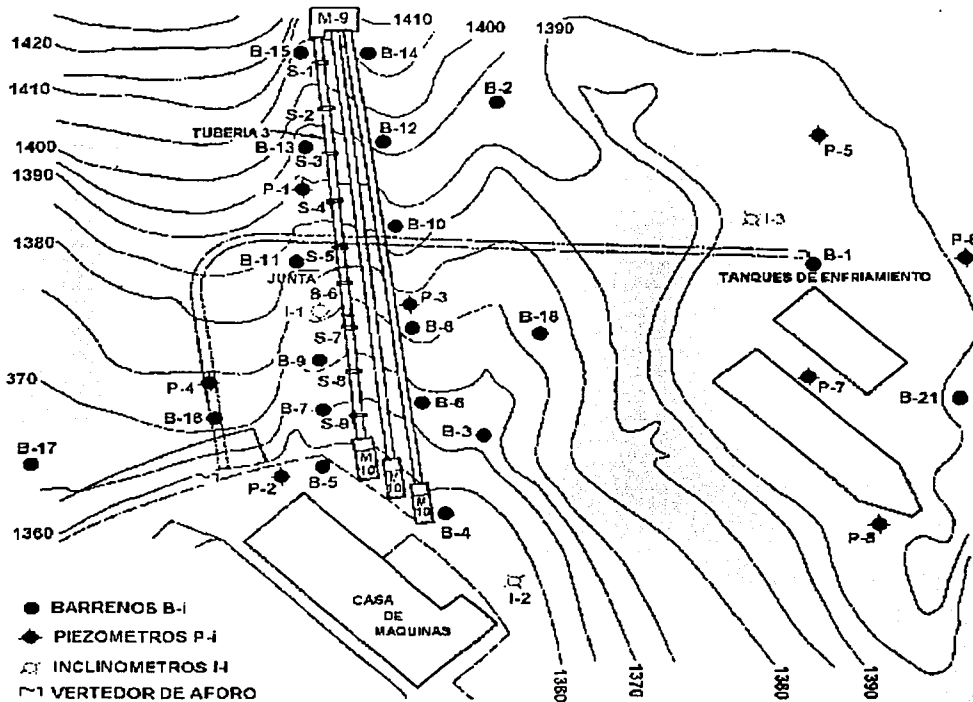


Fig. 17 Instrumentación instalada.

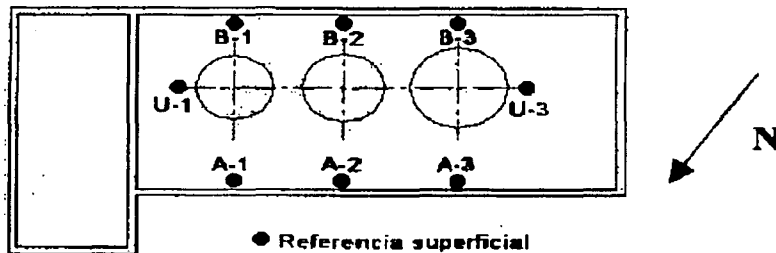


Fig. 18 Instrumentación instalada en casa de máquinas.

2 GEOLOGÍA

2.1 Geología general

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La región en estudio se encuentra en la cuenca del terciario del Balsas y el basamento de la Sierra Madre del Sur. Esta zona está afectada por varias fases tectónicas superpuestas por lo que se caracteriza por tener una topografía montañosa escarpada con algunas mesetas aisladas. La geología local se puede describir como lomeríos pequeños con mesetas pequeñas.

La zona esta conformada por derrames lávicos de tipo andesítico de color rojizo y gris, con intercalaciones de horizontes de materiales piroclásticos (boleos, gravas, arenas, limos y arcillas en sus diferentes combinaciones), con poca cementación (fig. 19).

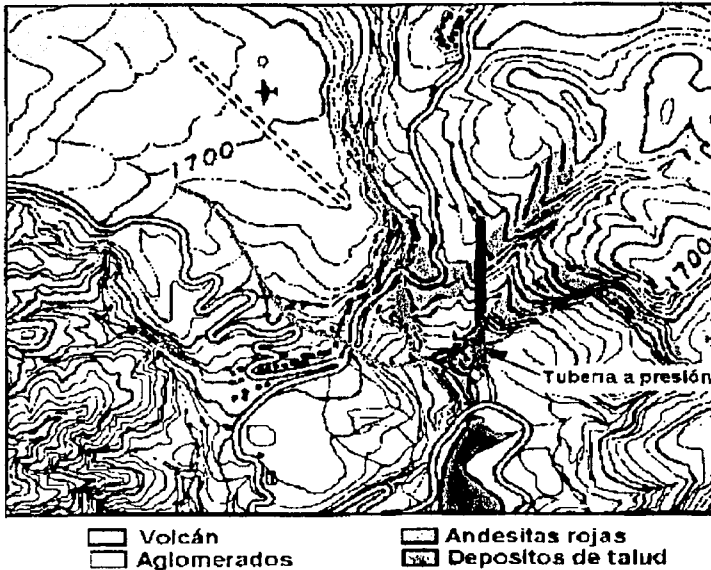


Fig. 19 Geología regional.

Estos derrames volcánicos están superpuestos unos sobre otros, formando pequeños escalones y cantiles que separan cada una de las emisiones; cuya estructura buza hacia la parte baja de la rampa (zona de casa de máquinas).

La parte superior de la rampa se localiza en una masa rocosa andesítica densa, de color rojo, formando grandes bloques y con su sistema de fracturamiento preferencial normal al eje de la rampa.

La roca que soporta la tubería a presión cerca del machón no. 9 está formada por dos corrientes ígneas, mientras el macizo rocoso de la margen derecha acusa un buzamiento de 45° hacia el río Tilóstoc (lado derecho), en el centro o sea en la parte en donde yacen las tuberías, la roca tiene una inclinación casi vertical y a medida que se aleja hacia la masa rocosa de la margen izquierda, el echado de los diferentes bloques tiende hacia la izquierda también.

En esta zona se encuentran algunos aglomerados y entre los machones no. 8 y no. 9, se presentan zonas brechosas de roca andesítica formada por materiales finos y clásticos pequeños en las paredes, tanto a la izquierda como a la derecha de las tuberías.

Las zonas donde se ubica la parte inferior de la rampa y de la casa de máquinas, corresponden a un depósito de talud compuesto por grandes bloques de roca andesítica producto del caído de los cantiles (figs. 19 y 20). Estos bloques se encuentran empacados con el material producto de la erosión proporcionado por las barrancas y compuesto por fragmentos pequeños y finos de arena y arcilla, los cuales se encuentran sobreyaciendo a las rocas metamórficas tipo esquistos en las que se cimentó la casa de máquinas. Las estructuras de los materiales propicia que esta zona sea un gran acuífero donde se almacena agua.

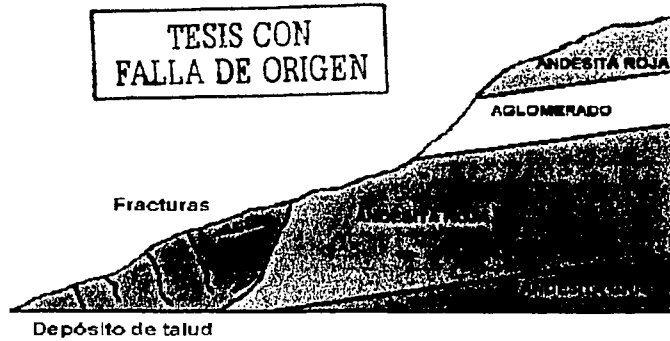


Fig. 20 Perfil esquemático de la geología sobre la traza de la tubería a presión.

La roca superficial, en general, se encuentra fracturada por la acción del intemperismo y el efecto de cuña que ocasionan las raíces de la vegetación que prolifera.

Se tienen además, horizontes arenosos de composición andesítica y de esquistos, intercalados con limos y suelos antiguos, estos sedimentos se localizan en antiguas depresiones que fueron rellenadas posteriormente.

2.2 Exploraciones.

Como consecuencia de los movimientos de la ladera en la zona del depósito de talud, se realizó un primer estudio geológico en 1966, aprovechando los barrenos para la instalación de los piezómetros y del inclinómetro. Debido a que el movimiento aunque pequeño, era constante, se requirió de nuevos análisis en 1970 y 1973.

Como ya fue mencionado, para el estudio realizado en 1970 se perforaron 17 barrenos a diferentes profundidades (fig. 16). Los barrenos del B-4 al B-15 se localizan en ambas márgenes de la rampa de la tubería a presión entre los machones 9 y 10. Los barrenos B-1 a B-3, B-16 y B-17 quedaron localizados fuera de la rampa con el objeto de correlacionar los resultados.

De la recuperación de los barrenos se tiene que del B-4 al B-8 predomina el boleo andesítico que en casi toda su manifestación se trato de roca sana y poco intemperizada. Esta roca indudablemente es material que se utilizó como relleno para lograr el talud de la rampa. Después del B-9 al B-15, que son los que están sobre la rampa, ya empieza a figurar como formación principal la andesita "in-situ" de color gris, sana y fracturada. Subyaciendo a las andesitas se presenta un esquisto que puede ser calcáreo y que se obtuvo en un principio en formas de arenas y como muestra de canal sin recuperar nada en el barril. Posteriormente ya se obtuvieron núcleos de dicha formación con fragmentos de cuarzo.

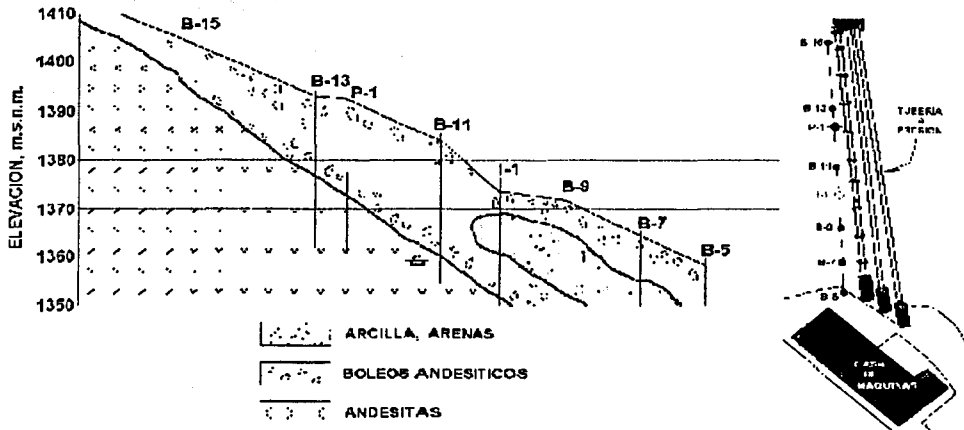


Fig. 21 Sección geológica A-A'.

También en los barrenos B-4 y B-10 se recuperaron arenas, arcillas, algunas tobas y unos fragmentos de un piroclástico rojo completamente aislado y por lo tanto, sin importancia dentro de la columna geológica (fig. 22).

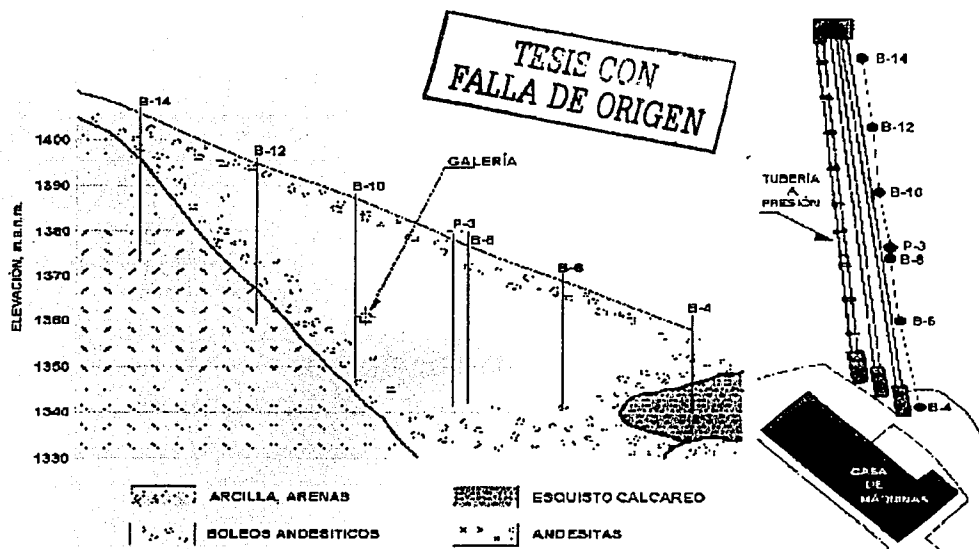


Fig. 22 Sección geológica B-B'

Para un mejor conocimiento de la zona y la colocación de piezómetros e inclinómetros se realizaron nuevas perforaciones en el año 1973. En el sondeo para exploración o instalación del inclinómetro 1-2 (fig. 23), se obtuvo una secuencia de limos arenosos, lodos, arcillas y gravas, antes de alcanzar el esquisto alterado. Durante su perforación se encontró artesianismo, alcanzando el agua 3,15 m de altura sobre el brocal.

FALTA

PAGINA

26

|

De acuerdo con los núcleos recuperados, se puede considerar que en la zona de boleos y en los demás estratos se presenta una alta permeabilidad, pues en casi la totalidad de los estratos al barrenarse se encontró material suelto o fracturado con un porcentaje de recuperación muy bajo. Además de que el barreno B-5 se presentó el fenómeno de artesianismo durante la perforación a la profundidad de 48 y 65 m. Otra prueba de la permeabilidad existente se manifestó cuando al estar perforando el barreno B-11, el agua de perforación afloró a la superficie por la boca del barreno B-9. Además se realizaron pruebas de permeabilidad tipo Lugeon en los barrenos B-10 y B-11.

2.4 Hidrología

Varias son las fuentes de agua que mantienen saturada la ladera: 1) La más lejana es el embalse de la presa Colorines, 2) La conducción del canal de abastecimiento de agua potable al poblado Nuevo Santo Tomás y 3) El almacenamiento de agua a la entrada del túnel que pasa por debajo de la tubería a presión.

El embalse Colorines por ser un depósito de agua desarrolla infiltración que no es posible cuantificar. Por otra parte, el tramo del canal de abastecimiento de agua potable al pueblo de Santo Tomás, la conducción se hace a través de la canaleta lateral, en donde la infiltración se desarrolla a través del agrietamiento del concreto.

En el tramo posterior al eje de la tubería a presión, hasta 1999 se presentaban fugas por la base del canal y por la cresta de las paredes, situación resuelta cuando fue sustituido gran parte del canal.

En la ladera ubicada a la izquierda de la tubería a presión se presentan varios afloramientos de agua, provenientes posiblemente del embalse Colorines y del

agua infiltrada en la trayectoria del canal de abastecimiento de agua potable al nuevo poblado Santo Tomás. El agua que aflora reconoce hacia la cañada y después de interceptarse con la represa de mampostería es canalizada hacia la cañada ubicada a la derecha de la tubería a presión. Debido a que el túnel esta parcialmente obturado, el agua se encharca a la entrada facilitando la infiltración del agua, saturando a la roca de la ladera. El mal funcionamiento del túnel mantiene una carga y un volumen de infiltración constante.

La dirección del agua a través del macizo rocoso reconoce hacia la parte baja de la ladera (zona de desfogue de la casa de máquinas), generando fuerzas de filtración que han provocado el movimiento del deposito de talud sobre le que descansa al último tramos de la tubería a presión. Por tanto, la inestabilidad de la ladera es este tramo esta asociada al nivel freático en el interior de la ladera.

El movimiento del talud ha provocado a lo largo de los primeros 15 m a partir de la entrada a la galería de drenaje, un patrón de agrietamiento en techo, muros y piso que evidencian un movimiento pequeño pero constante. Esta problemática se puede detectar a partir de los testigos de cemento colocados en varios puntos del agrietamiento.

La lluvia en esta zona es muy intensa y, principalmente, se concentra entre los meses de junio y septiembre, se ha estimado una precipitación media anual de 1100 mm. En la figura 24 se presenta sólo la precipitación pluvial de 1973 a 1987 registrada en la estación climatológica Ixtapantongo, la cual se encontraba en la azotea de casa de máquinas. El registro de la información estuvo a cargo de personal del SHMA pero fue capturada por personal de Comisión Nacional del Agua (CNA) en la base de datos nacional (ref. 9).

En general, la precipitación mensual recopilada correspondiente al periodo comprendido entre 1973 y 1987 ha oscilado en los 200 mm/mes. En este periodo la máxima precipitación pluvial ocurrió en junio de 1978 y fue de 628 mm.

Las condiciones geohidrológicas y estructurales del terreno y estructuras del terreno son propicias para que el agua de lluvia fluya, ya sea superficialmente o internamente a través de los lentes de los materiales piroclásticos que funcionan como acuíferos, hacia la zona de deyección del talud donde se ubica la parte baja de la tubería a presión, la casa de máquinas y los tanques de agua del sistema de enfriamiento. La continua circulación de agua hacia dicha zona, ocasiona que el subsuelo se encuentre siempre saturado.

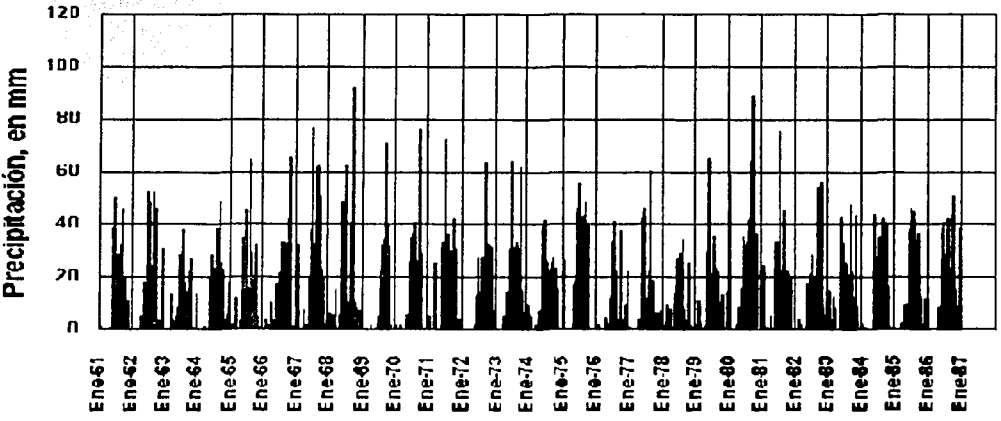


Fig. 24 Precipitación pluvial en la estación Ixtapantongo.

3. INSTRUMENTACIÓN.

3.1 Piezómetros, barrenos e inclinómetros

La instrumentación es la técnica que proporciona al ingeniero información cualitativa y cuantitativa, para permitirle adecuar y balancear los diseños geotécnicos de manera racional, obteniendo tanto seguridad como eficiencia, por lo que se le reconoce una gran utilidad. Sin embargo, debe tenerse siempre presente que el simple hecho de instrumentar no garantiza que los diseños sean buenos o las obras seguras, incluso puede darse el caso de que instrumentos inadecuados o instalados en sitios equivocados, proporcionen información no útil, confusa o incluso que distraigan la atención de los ingenieros impidiendo detectar anomalías que existan o se desarrollen en otras partes de la obra, por lo que se requiere determinar con claridad y visión los objetivos de todo proyecto de instrumentación, por simple que parezca.

Por otro lado, en un buen diseño de instrumentación no se tendrán instrumentos en exceso, porque representaría un desperdicio en cuanto a recursos económicos, así como información que pueda no tener uso.

Como se ha mencionado, la instrumentación instalada en la rampa de la Central que nos ocupa, fue consecuencia de las observaciones y estudios geológicos locales, que indicaban posibilidad de movimientos de la masa rocosa y consecuentemente riesgo de la Central.

En la actualidad toda Central Hidroeléctrica, contempla desde su diseño, una serie de instrumentos para colocarse principalmente en la cortina. Con esto se pretende conocer los esfuerzos, tensiones, deformaciones, niveles freáticos, etc., que se presentan en las cortinas en general y que pueden irse comparando con los esfuerzos y deformaciones estimadas en el proyecto. En el caso

INSTRUMENTACIÓN

particular para la C. H. Ixtapantongo, la instrumentación fue posterior a la construcción ya que se deseaba conocer la potencialidad al movimiento que tenía la gran masa rocosa sobre la cual descansa la tubería de presión y que se hizo evidente hasta años después de su construcción.

A continuación se presentan los instrumentos con los que actualmente se siguen observando periódicamente las tendencias de cada zona de la rampa y son:

- 1.- Inclínómetros.
- 2.- Piezómetros y Barrenos.
- 3.- Extensómetro Lineal.
- 4.- Regleta Colimadora.
- 5.- Controles Topográficos.
- 6.- Movimientos en el apoyo de sillelas.
- 7.- Galería de Drenaje.

Inclínómetros

El inclinómetro es uno de los aparatos más usados para medir desplazamientos de una masa de suelo o roca, permiten conocer los desplazamientos o deformaciones normales al eje de una tubería mediante el paso de una sonda por ella. La sonda contiene un transductor diseñado para medir la inclinación con respecto a la vertical y la tubería puede ser instalada en un barreno o en un relleno. También es posible hacer mediciones en tubería horizontales o inclinadas, adaptando la posición de los transductores dentro de la sonda. La mayoría de los sistemas de inclinómetros tiene cuatro componentes principales.

INSTRUMENTACIÓN

- Una tubería de guía permanentemente instalada, hecha de aluminio, plástico, fibra de vidrio o acero, que tiene cuatro ranuras longitudinales alineadas en dos planos ortogonales que permiten guiar a la sonda. Cuando se miden desplazamientos horizontales, la tubería se instala lo mas vertical posible.
- Una sonda portátil que contiene al transductor. El transductor más usado es el acelerómetro de balanza de fuerza, pero también se encuentran de cuerda vibrante, de nivel electrolítico, de Strain Gages y de resistencia variable.
- Una unidad de lectura portátil para el suministro de energía y para realizar la medición.
- Un cable eléctrico graduado que liga la sonda con la unidad de lectura y permite bajar o subir la sonda dentro del ademe, controlando con precisión la posición de la sonda.

Después de que se instala la tubería, se baja la sonda hasta el fondo y se hace una lectura de la inclinación. Después se sube la sonda a intervalos fijos, usualmente iguales, y se miden las inclinaciones en cada punto hasta llegar a la superficie. La integración de las inclinaciones de todos los puntos define la geometría de la tubería, las diferencias entre un sondeo y el inicial o base definen el cambio en la geometría de la tubería y, por consiguiente, los desplazamientos.

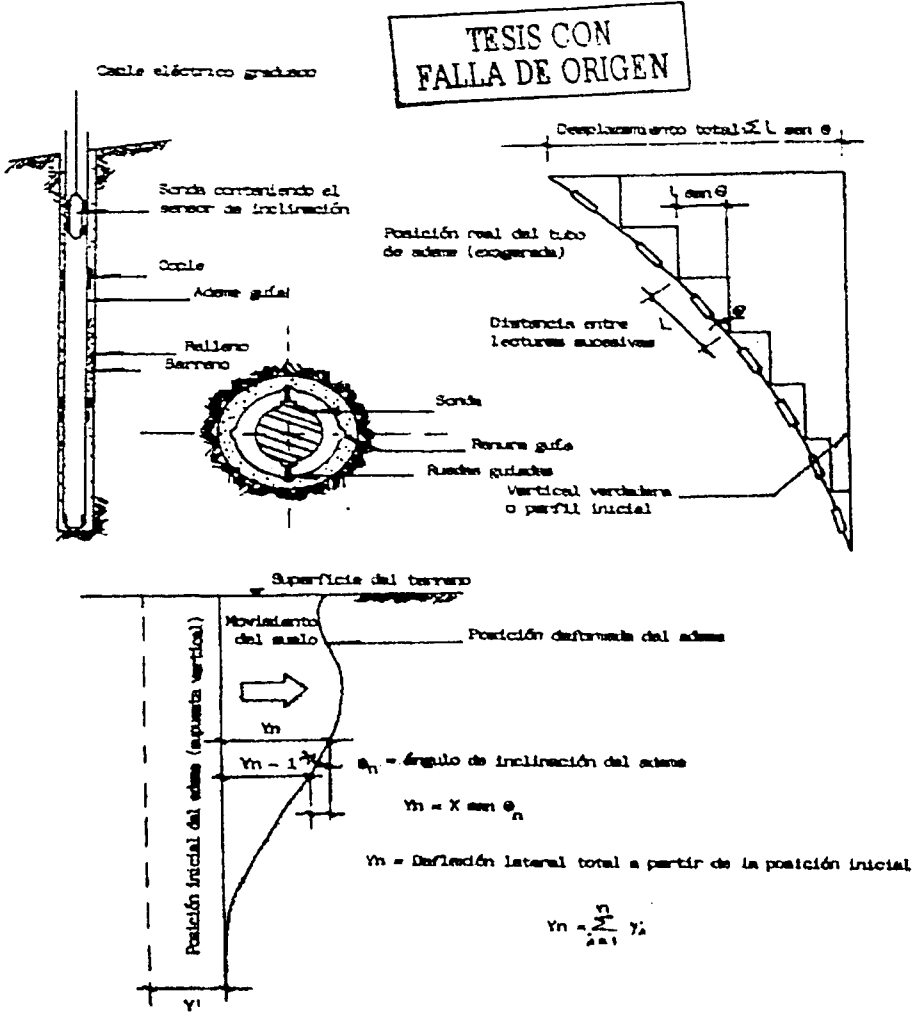


Fig 26 Funcionamiento de un Inclinómetro

INSTRUMENTACIÓN

La sonda eléctrica consiste en un segmento de elemento de resistencia circular moldeado con presiden y montado en un pivote, con un peso excéntrico montado sobre el anillo, dentro de un cilindro impermeable de aluminio, de 2 3/8" de diámetro exterior y 15" de largo. Unido al mismo bastidor interno del péndulo, está un relay, que al ser activado con corriente eléctrica mueve un conductor hasta hacer contacto con el elemento de resistencia y la subdivide en dos resistencias que forman la mitad de un circuito de un puente de Wheat Stone convencional. La otra mitad que incluye interruptores y baterías está dentro de una caja de control en la superficie del terreno. Tanto la sonda como la caja de control están conectados por un cable para trabajo pesado graduado en pies. El instrumento tiene dos juegos de ruedas guía; de un lado un par de ruedas fijas alineadas en un plano vertical paralelo al eje del instrumento y en el costado opuesto, hay un par de ruedas guía montadas en resortes, en correspondencia con las fijas.

El instrumento está diseñado de manera que la componente de inclinación en el plano definido por las cuatro ruedas guía, es directamente proporcional a la lectura del potenciómetro cuando el circuito está en equilibrio.

El aparato tiene una sensibilidad de uno por mil, lo que quiere decir que una inclinación de tres minutos de arco puede ser apreciada. Esta corresponde a un desplazamiento lateral de una pulgada en 100 pies de profundidad.

En esta planta se tienen 3 inclinómetros, los cuales fueron instalados en diferentes fechas debido a que se instalaron según los requerimientos hechos en los estudios geológicos que se realizaron. El inclinómetro I-1 se instaló en octubre de 1966 y en noviembre de 1971 los inclinómetros I-2 e I-3.

Piezómetros y pozos de observación

Los pozos de observación consisten en una sección de tubo ranurado llamado bulbo unido a otras secciones de tubo que suben hasta la superficie, instalados en un barreno que se rellena con arena. En la superficie se construye un tapón generalmente con mortero de cemento para evitar que agua superficial entre al barreno y el nivel del agua se determina utilizando una sonda eléctrica. La sonda eléctrica consiste en una barra delgada de plomo unida en la punta de un cable dúplex acotado, que al entrar en contacto con el agua cierra un circuito eléctrico, lo que se detecta desde el exterior por medio de un amperímetro, un foco o un timbre, pudiendo medir la profundidad del agua en el tubo. Los pozos de observación pueden crear una conexión vertical indeseable entre estratos, drenando mantos colgados o conectando acuíferos a presión, por lo que las mediciones pudieran ser poco significativas.

Los piezómetros abiertos son iguales que los pozos de observación, excepto que se forma una cámara piezométrica sellando el barreno a una cierta altura del bulbo. El sello debe ser efectivo para garantizar que el instrumento solo responda al nivel o presión del agua en la zona de la cámara piezométrica, esto se logra normalmente utilizando sellos de bentonita. El resto del barreno se rellena usualmente con mortero de cemento. Aunque este tipo de piezómetro no resulta satisfactorio en suelos con coeficientes de permeabilidad muy bajos debido al tiempo hidrodinámico de retraso (hydrodynamic time lag), ni en suelos parcialmente saturados debido a la dificultad para evaluar el significado de la carga medida; la simplicidad, robustez y confiabilidad del instrumento lo hacen el más utilizado de todos. El piezómetro abierto también se conoce como tipo Casagrande, ya que fue introducido por ese notable investigador, aunque en el diseño original se utilizó una piedra porosa en el bulbo en vez de tubería ranurada.

INSTRUMENTACIÓN

En general todos los piezómetros y barrenos fueron perforados en la zona de rampa y parte sur de la casa de máquinas. Tienen como función la de poder obtener los niveles piezométricos en cualquier época del año, para determinar las variaciones de los niveles según la recarga por lluvias. Desde luego, y según se ha mencionado, es muy importante la cantidad y flujo de agua en la zona de la rampa, ya que se considera que ésta es la causante de los movimientos que se han venido presentando.

Los barrenos y piezómetros que se tienen y que se localizan en el plano correspondiente (B-barrenos, P-piezómetros) fueron perforados a diferentes profundidades.

Algunos barrenos y piezómetros están obstruidos debido al descuido o asolvamiento interior, actualmente la mayoría funcionan, sin embargo, se puede aumentar "lavándolos" y realizando pruebas de permeabilidad.

El instrumento utilizado para las lecturas del nivel de agua en piezómetros y barrenos lo constituye un electrodo de prueba, un indicador de corriente y una pila. El electrodo de prueba al ser introducido mediante un cable graduado al centímetro en el barreno o piezómetro, cierra el circuito que se logra al estar en contacto con el agua de manera que se indica en la carátula el paso de corriente y por lo tanto se puede saber a la profundidad que está el agua leyendo en el cable.

3.2 Galería de drenaje

Esta galería construida en julio de 1975 fue consecuencia de los estudios y mediciones que hasta esta fecha se tenían respecto del movimiento general de la rampa entre los machones M-9 y M-10. Se había concluido que el movimiento era causado por una masa de terreno constituida principalmente por depósitos de

INSTRUMENTACIÓN

talud de diversos tamaños.

La información que hasta la fecha se tenían en los piezómetros indicaban que el agua alcanzaba niveles cercanos a la superficie en la parte baja de la rampa con manifestaciones de artesianismo en algunos barrenos que se habían perforado en ese tiempo, debido a lo anterior, se dedujo que las condiciones geohidrológicas eran propicias al deslizamiento.

Como resultado del análisis de la información se consideró necesario abatir el nivel del manto freático y las subpresiones del agua en la masa del terreno de la rampa y casa de máquinas.

Para lograr ese objetivo se construyó una galería de drenaje con una serie de perforaciones para drenes con el objeto de interceptar los escurrimientos del agua subterránea. La galería tiene una sección tipo portal de 1.80 m. de ancho y altura de 2.20 m. la longitud es de 175.23 m. y pendiente de 1%. ésta se encuentra colocada entre depósitos de talud y solo se llegó con el final de la galería a las andesitas fracturadas, la elevación promedio es 1354.75 m.s.n.m. en el piso.

Se perforaron en total 55 barrenos a todo lo largo de la galería con diámetro de 2"; el gasto de cada barreno se mide dos veces al año para conocer su variación con el tiempo. Para conocer el gasto total de la galería se construyó un vertedor triangular a 90° a la salida de la galería, el gasto se calcula con la fórmula siguiente:

$$Q = 1.33693 H^{2.48}$$

Q = gasto en m /seg.

H = carga sobre el vertedor en m.

Esta última medición se realiza cada mes.

3.3 Movimientos medidos

Extensómetro lineal

Los extensómetros de placas sirven para medir el cambio de distancia entre dos o más puntos dentro de la masa de suelo, cuya separación inicial se conoce, y su aplicación más común es para medir deformaciones unitarias. La precisión y repetibilidad del aparato depende de su carrera y del transductor.

Los extensómetros de placas están formados por un transductor acoplado a una barra fija entre las dos placas de anclaje de los extremos, la barra está protegida por tubos telescópicos para evitar la fricción del suelo y el transductor más comúnmente usado es el potenciómetro eléctrico de movimiento lineal, con un circuito en puente de Wheatstone operado con baterías a distancia. La separación entre placas depende del tipo de suelo y de los movimientos esperados en cada material, a partir de los cuales se fija la carrera del potenciómetro. La precisión con la cual se puede medir el cambio de distancia entre placas es del orden de ± 0.3 mm y la sensibilidad esperada de los extensómetros es del orden de 0.1% de la carrera del potenciómetro, aunque la repetibilidad y precisión tal vez no sean mayores de 0.5 mm, dependiente también del tipo de anclaje y del elemento de conexión; sin embargo, estos valores son en general adecuados ya que, por ejemplo, la deformación horizontal que puede provocar agrietamientos transversales en arcillas es del orden de 0.1 a 0.3 por ciento en extensión. Si la distancia entre placas de anclaje es demasiado corta, las variaciones locales pueden dar lugar a mediciones no representativas, mientras que para una separación grande se integrarán las variaciones reales en un valor promedio.

INSTRUMENTACIÓN

Como todos los aparatos eléctricos que son utilizados en geotecnia, debe proyectarse, instalarse, protegerse y conservar con gran cuidado, con el fin de evitar los efectos de las condiciones ambientales adversas y de la presencia de agua. Las partes más vulnerables de un sistema de instrumentación con transductores eléctricos son: el sello contra agua del transductor, el cable transmisor de la señal y las conexiones, por lo que deberá tenerse especial cuidado en protegerlos.

El extensómetro lineal portátil está diseñado para medir linealmente (longitudinalmente a la tubería) la separación o acortamiento entre las silletas de apoyo. Para este fin se colocaron placas de acero a cada una de las silletas en las cuales se le colocaron pequeños cilindros de apoyo fijo para sujetar el extensómetro.

El instrumento es un Extensometer Sinco Slope Indicator, que consta de una cinta metálica de acero del tipo "Invar" (aleación blanda de níquel y acero) con bajo coeficiente de expansión (1/30 del acero) por lo tanto tiene pocas deformaciones por temperatura. Esta cinta mantiene una tensión determinada dentro de una caja metálica con un circuito eléctrico, el impulso eléctrico generado por la tensión de la cinta cuando ésta se coloca entre una silleta y otra se transmite a un galvanómetro, de tal manera es relacionada la lectura del galvanómetro con un contador de milímetros que la diferencia entre la lectura final y la inicial indica un desplazamiento, con signo negativo si hay acercamiento y positivo si hay separación.

El Departamento de Instrumentación considero necesario realizar completamente mediciones de distancias entre silletas mediante una cinta de acero invar y un dinamómetro, "chatillón" el cual se tensa a 10 Kgs. ó 22 Lbs. Las mediciones iniciales se realizaron el 17 de noviembre de 1983, las diferencias entre las

INSTRUMENTACIÓN

distancias inicial y final nos da el desplazamiento entre silletas.

Tanto para el extensómetro lineal como para la cinta y dinamómetro es necesario anotar la hora de inicio y fin así como las temperaturas que se presentan.

Regleta Colimadora

La colimación es una alineación óptica que sirve para determinar movimientos laterales de referencias móviles, a partir de un plano vertical definido por dos referencias fijas construidas en los extremos del plano. A medida que avanza el desplazamiento, la separación entre las referencias móviles y el plano de colimación crecerá, pudiendo determinar su valor con precisión mediante una mira deslizante equipada con vernier, colocada perpendicularmente al plano de colimación.

Este instrumento junto con las placas en cada silleta de la tubería No. 3 y un teodolito, nos permite realizar una alineación óptica cuya finalidad es la de determinar movimientos laterales a partir de líneas de colimación definidas por bancos o referencias permanentes colocadas en ambos extremos de la línea. Para nuestro caso los puntos de referencia de cada silleta lo constituyen una placa de 5/8" anclada y soldada a la silleta, sobre la placa se tienen referencias para la colocación de la regleta Colimadora.

Las lecturas son tomadas colocando el teodolito sobre la base que se encuentra empotrada junto al machón No. 9 (la alineación se hace con dos puntos colocados en el machón No. 9 y No. 10) posteriormente cuando ya ha sido alineado el teodolito, se coloca la regleta en cada una de las silletas. Como se puede ver en la figura a la regleta se coloca perpendicular a la línea de colimación de manera que se puede mover el vernier hasta coincidir con la visual, la diferencia entre esta lectura y la inicial nos da el desplazamiento lateral de cada silleta considerando que los machones 9 y 10 están fijos. Si las lecturas

INSTRUMENTACIÓN

umentan respecto a las iniciales quiere decir que el movimiento es hacia la derecha (hacia las escaleras) viendo del machón 9 al 10.

Controles topográficos

Los procedimientos topográficos ordinarios son fundamentales para determinar la magnitud y velocidad de desplazamientos laterales y verticales. En nuestro caso se han implementado una serie de mediciones en la casa de máquinas y la tubería No. 3 que corresponde a nivelaciones y colimaciones principalmente las cuales se llevan a cabo cada 6 meses.

Nivelación de bancos interiores de la casa de máquinas:

Para llevar a cabo esta nivelación, se cuenta con un nivel WILD N-2 de precisión con aproximación de una centésima de milímetro, el procedimiento recomendado será el siguiente:

- a) Se iniciarán los trabajos con la colocación y nivelación del aparato en I, tomando las lecturas tanto en el banco de nivel A como en el B, esto es con el fin de tener una comparación entre los mismos y así poder detectar en el momento, si el banco de nivel A (principal) a sufrido alguna variación.

A continuación se fija un punto de liga intermedio éntrelos sitios I y II, con objeto de cambiar el aparato a II.

- b) Puesto el aparato en II, se fija un nuevo punto de liga y se traslada el nivel al sitio III, tomando en cuenta que en todos los casos se deberán efectuar por lo menos tres lecturas tratando así de evitar, errores muy frecuentes en este tipo de trabajo.

INSTRUMENTACIÓN

- c) El sitio III se localiza en la entrada a la casa de máquinas, del cual es posible tomar la lectura del banco C, para los fines anteriormente descritos, además se deberá localizar un punto de liga dentro de casa de máquinas y trasladar el aparato al sitio IV.
- d) De este lugar es posible tomar las lecturas en los bancos U-1, B-I, A-I y A-2, fijando también el punto de liga entre IV y V. Es importante señalar que antes de efectuar las lecturas sobre los mencionados bancos, deberán retirarse las tapas protectoras y limpiar perfectamente los balines, los que, al concluir los trabajos deberán ser tapados nuevamente.

Los bancos en cuestión aparecen marcados en el anexo C.

- e) Ya en V, se tomarán las lecturas de los bancos B-2, B-3, -U-3, A-3, colocando un punto de liga entre V y VI con objeto de retornar al punto inicial y cerrar así la nivelación. Tomando en cuenta que no deberá colocarse el aparato en los sitios descritos, sino en lugares diferentes a ellas, como el marcado con el número VI.
- f) Cuando se sitúe el aparato en VI, podrá verificarse la nivelación tomando una lectura del banco C y comparando las cotas de "ida" y "regreso", si la diferencia no es mayor de un milímetro se podrá continuar la nivelación, en caso contrario será necesario iniciarla nuevamente; hay que tomar en cuenta que el banco C se aprovecha como punto de liga entre VI y VII.
- g) El punto VII se elegirá de tal manera que con un punto de liga situado entre I y II, sea posible colocar nuevamente el aparato en I, ya que con esto se evita un cambio de aparato ayudando así a disminuir las

INSTRUMENTACIÓN

posibilidades de error.

- h) Finalmente al situarse en I, se tomarán las lecturas de los bancos A y B cerrándose así la nivelación, la cual será tomada como buena siempre y cuando la diferencia entre las cotas del banco A no sea mayor a un milímetro.

Es indispensable efectuar una nivelación más y comparar los resultados con la anterior, si estos no muestran diferencias significativas, se dará por concluido el trabajo, si por el contrario las diferencias resultan importantes, será necesario efectuar una tercera nivelación y así sucesivamente hasta obtener los resultados esperados.

Medición de líneas de colimación en estribos de control horizontal

Esta medición se efectuó por última vez en 1973, desconociéndose el procedimiento para llevarla a cabo, sin embargo recientemente se instalaron los testigos necesarios para complementar los ya existentes y poder efectuar la misma, iniciando así un nuevo registro.

Para llevar a cabo estas mediciones será necesario contar con un tránsito como el Wild T-2 o similar.

Es muy importante que en todo momento el teodolito este perfectamente centrado y nivelado en los testigos, los cuales se marcan en el anexo B siendo básicos para la -ejecución de las mediciones, por lo que el encargado de efectuarlas, antes de iniciar los trabajos localice en-el terreno con la ayuda de los anexos B y C, los testigos y estribos.

INSTRUMENTACIÓN

procedimiento de medición:

- a) Para iniciar el trabajo, deberá centrarse y nivelarse el aparato en I y se dirige la visual a II, dando vuelta de campana para observar los estribos 2 y 5, marcándose en los mismos la línea de colimación, si ésta se marca del lado derecho de la original, la diferencia medida en milímetros será positiva, si por el contrario se marca del lado izquierdo se tomará como negativa; estas marcas se harán con un trazo suave de tal manera que después que hayan sido medidas las diferencias, se puedan borrar.
- b) Con el aparato centrado y nivelado en III, se ve el testigo IV y al dar vuelta de campana, será posible efectuar las marcas en los estribos 1 y 6 de la misma manera que la explicada anteriormente.
- c) Ahora se sitúa el aparato en V, se centra y se nivela perfectamente para poder visar a VI, se da vuelta de campana y se marca en 4 y 7, tomando en cuenta que si la marca aparece del lado derecho de la original, ésta se tomará como negativa y si aparece del lado izquierdo será positiva.
- d) Finalmente se centra, el aparato en VII, se da vuelta de campana y se marcan los estribos 3 y 8, tomando las mediciones con el mismo criterio del párrafo anterior.

Ya efectuadas las marcas en los 8 estribos de la manera anteriormente descrita, se procederá a medir (en milímetros) las diferencias, si estas existen, entre las marcas y el punto original.

Estas diferencias se anotarán en la libreta de campo, con el signo que les corresponda según los criterios antes descritos.

Movimientos en los apoyos de las silletas

Las silletas de la tubería No.3 tienen una placa de bronce anclada al concreto que permite un apoyo deslizante con la placa de apoyo del anillo de rigidez de la tubería.

Los desplazamientos se generan principalmente en el sentido longitudinal a la tubería teniéndose desplazamientos despreciables en sentido perpendicular, debido a lo anterior, se han venido realizando mediciones mediante un Vernier desde el 24 de junio de 1966.

Es importante mencionar que la tubería de presión de la Unidad No. 3 entre los machones M-9 y M-10 tiene una junta de expansión entre las silletas 5 y 6; es evidente que los movimientos son mucho mayores a los esperados por dilatación.

La finalidad de estas mediciones es detectar los movimientos del terreno en el sentido longitudinal a la tubería y que corresponde al mismo del flujo de agua en la zona de la rampa.

Las lecturas tomadas en A y B se restan de las iniciales, las diferencias en milímetros se promedian, el resultado es el movimiento que tiene las silletas aguas arriba o aguas abajo según el valor que impere entre A y B.

4. GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

4.1 Piezómetros, barrenos e inclinómetros

Para discutir la configuración y la evolución del nivel de agua en el interior de la roca de la ladera, sobre la cual está desplantada la tubería a presión, se grafican los niveles de agua medidos en barrenos, piezómetros e inclinómetros, en las secciones geológicas A-A', B-B' y C-C' comentadas anteriormente, con el objetivo de correlacionar la geología con el nivel de agua.

El nivel de agua en la sección A-A' de la ladera, indica una tendencia a disminuir en la parte instrumentada más alta (barreno B-15), desafortunadamente este instrumento ha tenido discontinuidades en la medición por continuos taponamientos con material de la misma ladera, y recientemente esta situación trató de eliminarse con la construcción de registros de concreto. En contraparte, el piezómetro Pz-1 presenta un incremento paulatino del nivel de agua a partir de 1986, situación que indica mal funcionamiento del instrumento debido a que en el barreno B-13, instalado unos metros atrás, se registra un nivel de agua ligeramente menor.

Los instrumentos instalados en la sección A-A' presentan variaciones temporales del nivel de agua medido en su interior, pero la mayoría de los valores permanece sin grandes cambios en el tiempo (Fig. 27).

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

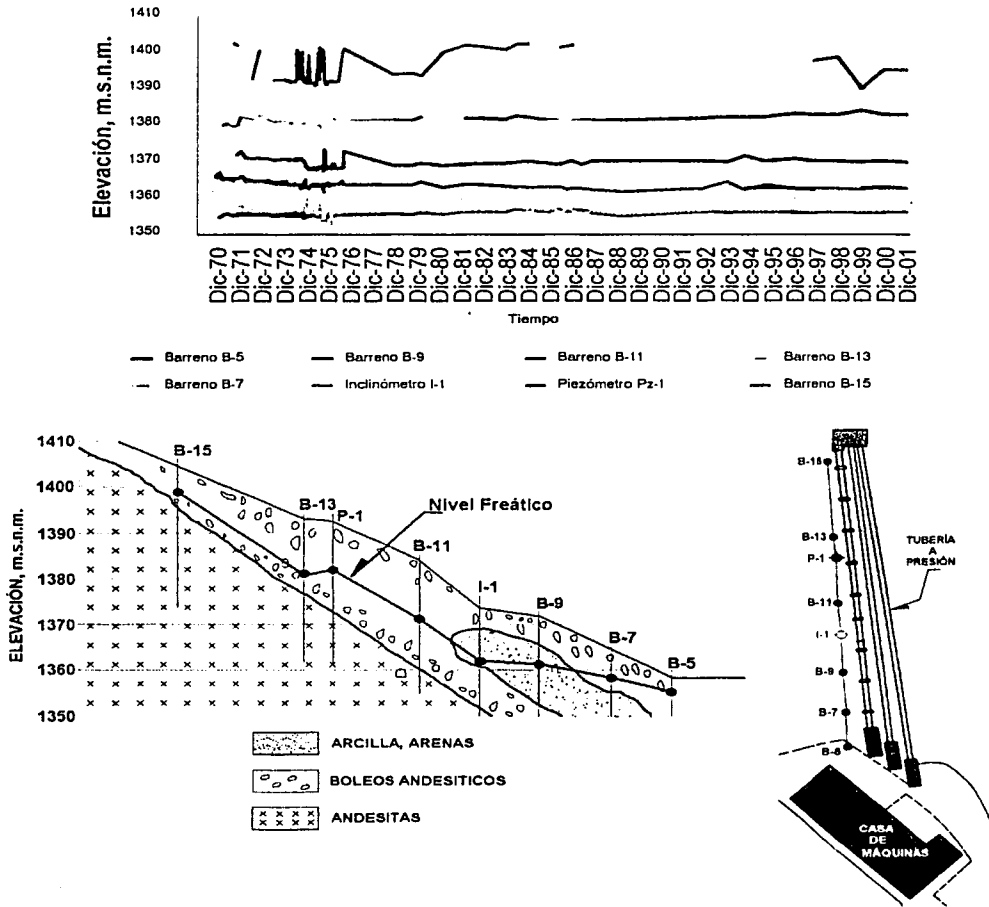


Fig. 27 Niveles de agua en la ladera, sección A-A'.

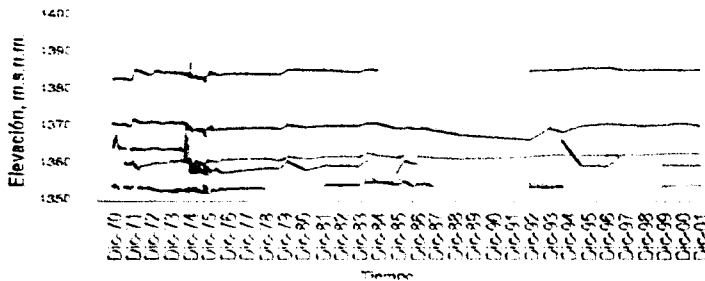
El perfil piezométrico a lo largo de la sección A-A' acusa un flujo por arriba del contacto entre las andesitas y los boleos andesíticos, sobre los cuales es más fácil la movilidad del agua. A la altura del inclinómetro I - 1 se observa un cambio en la pendiente del nivel del agua y se ubica en el depósito constituido de arena,

FALLA DE ORIGEN

GRÁFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

arcillas, tobas y gravillas, en e cua las fuerzas de filtración provocadas por la movilidad del agua han generado la movilización del material.

La configuración de nive de agua alrededor de la traza de la galería acusa un trabajo deficiente de drenaje pues no se observa un abatimiento importante del nive de agua probablemente porque en esta sección la galería atraviesa la formador andesítica. Lo conveniente sería que en esta sección el nive de agua sea abatido en los boleos andesíticos desde la galería a partir de la posición del barren B-11 de ta forma que e nive no llegue hasta los materiales más sueltos (arenas, arcilla, tobas y gravilla).



— Barrero B-4 — Barrero B-6 — Barrero B-10 — Barrero B-14
 — Barrero B-5 — Piezometro Pr. 3 — Barrero B-12

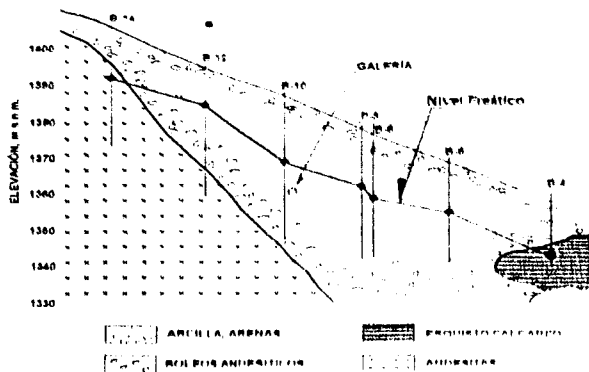


Fig. 28 Niveles de agua en la ladera, sección B-B'

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

En la sección B-B' la variación de los niveles de agua indica un incremento paulatino desde 1990 en el piezómetro Pz-3 instalado cerca de la traza de la galería de drenaje, y a partir de 1992 en el barreno B-10, también próximo a la galería. En los demás instrumentos las variaciones son pequeñas (Fig. 28).

La configuración del nivel de agua a lo largo de la sección B-B' indica que en esta zona la galería de drenaje operó eficientemente hasta 1990 abatiendo el nivel de agua; sin embargo, su posible taponamiento ha provocado el paulatino incremento del nivel de agua, acusado por el barreno B-10 y por el decremento de los gastos de filtración en la galería de drenaje (Fig. 25).

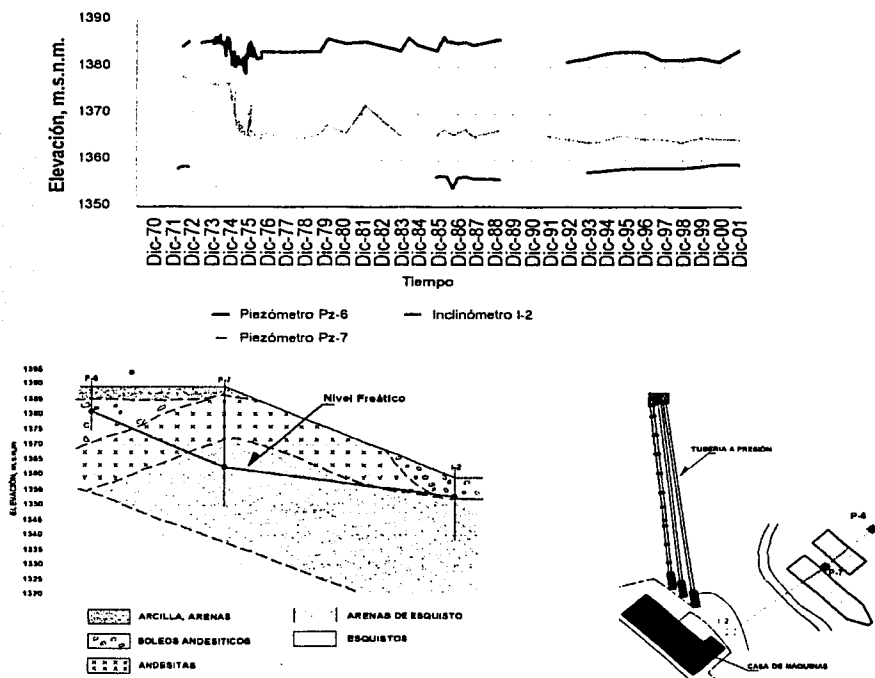


Fig. 29 Niveles de agua en la ladera, sección C-C'.

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

En la sección C-C' los piezómetros Pz-6 y Pz-7 acusan fuerte decremento del nivel del agua en la ladera en la zona de tanques del sistema de enfriamiento, con variaciones de hasta 3 m, mientras que en el inclinómetro I-2, instalado en la plataforma de casa de máquinas, el nivel de agua presenta un aumento paulatino que ha llevado el nivel de la elevación 1356 a la elevación 1359.

La configuración del nivel de agua en la parte más baja de la ladera coincide con el contacto entre la arena de esquisto, las andesitas y los boleos andesíticos, lubricando el contacto y facilitando así el movimiento de la parte baja de la ladera, así como lo indica el inclinómetro I-2 a una profundidad de 12 m.

4.2 Galería de drenaje

La galería de drenaje tiene la función de drenar y abatir al máximo el nivel freático en la zona de la rampa y casa de maquinas. Desde su construcción se ha aforado, en el vertedor triangular el gasto total de la galería, el cual presenta desde diciembre de 1976 oscilaciones entre 0,5 u 5 L/s (fig. 30). Las variaciones no

tienen una relación estrecha con la precipitación puesto que el mayor caudal se presentó en 1986 cuando la precipitación no fue excesiva. (fig 24). La cuantía de las filtraciones ha disminuido en los últimos cuatro años; mientras que en el periodo de 1988 a 1993 las filtraciones oscilaban en los 2 L/s, desde 1996 a la fecha oscilaron en apenas 1 L/s.

La causa principal del decremento de las filtraciones bien pudieran ser que algunos de los barrenos de drenaje se han obturado parcialmente por el material de arrastre. Esta suposición es confirmada con el incremento del nivel freático en la zona del barreno B-10 y el incremento de casi 1 m en el nivel medio a partir de los piezómetros Pz-1 y Pz-3.

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

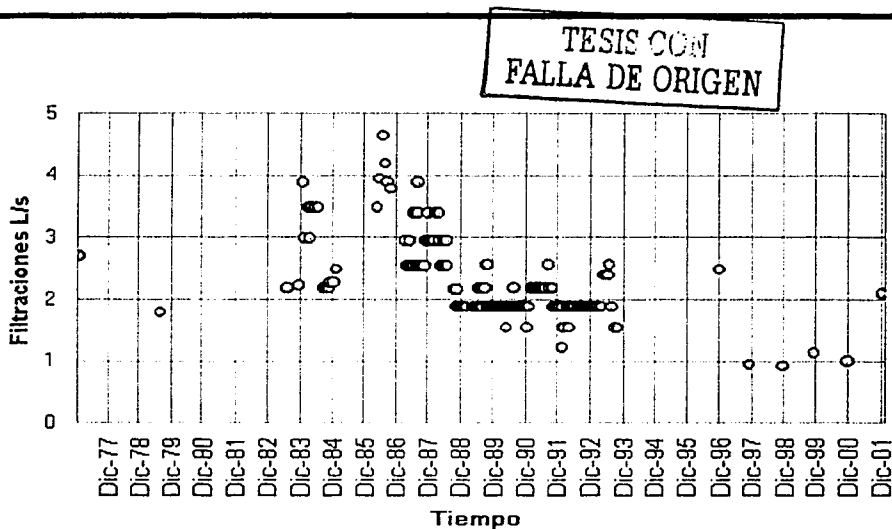


Fig. 30 Filtraciones en galería de drenaje.

4.3 Movimientos medidos

Para determinar la dirección del movimiento en la zona aledaña a la tubería a presión y a la casa de máquinas se instalaron tres inclinómetros (Fig. 17). Uno de ellos en octubre de 1966 al lado derecho de la tubería a presión (I - 1), y los otros dos fueron instalados en noviembre de 1971, uno sobre la plataforma donde se encuentran los tanques del sistema de enfriamiento de casa de máquinas (I - 3) y otro a unos metros hacia la derecha de la casa de máquinas (I - 2).

Para comprender los resultados de las mediciones en inclinómetros que se presentan a continuación, debe tenerse en cuenta que inicialmente no se obtenían coordenadas de la boca de los inclinómetros, el proceso para obtener los desplazamientos en el talud era el estándar en los años 60', consistente en integrar las geometrías a partir del fondo hasta la boca, suponiendo el fondo fijo

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

(empotrado en roca); sin embargo, al progresar los desplazamientos algunos tubos presentaron obstrucciones o deformaciones que impidieron que bajara la sonda hasta el fondo. Para continuar con las mediciones, en los tramos libres del ademe, la integración de la geometría se realizó integrando de la boca hacia abajo, hasta el tubo en que se presentó la obstrucción, lo que tiene la deficiencia de considerar el punto superior como fijo, distorsionando la magnitud y geometría de los desplazamientos, por lo que esto sólo es útil para tener información cualitativa e identificar planos de falla o zonas de mayor deformación. Para evitar estas limitaciones, a partir de 1986 se obtienen coordenadas de las bocas de los inclinómetros, lo que permite hacer la integración a partir de las mismas y tomar en cuenta su desplazamiento, resultado magnitudes y geometrías reales independientemente de la profundidad que alcance el sondeo.

Los desplazamientos relativos al eje del inclinómetro I - 1 muestran un cambio brusco en su configuración en las dos direcciones a una profundidad de 16 m (Fig. 31), la cual coincide con el límite inferior del lente arcillo-arenoso a través del cual se desarrolla el movimiento (Fig. 21).

Como ya se mencionó, desde que se cuenta con un sistema de medición de coordenadas de las bocas de los inclinómetros, se puede determinar el desplazamiento absoluto de la rampa de la tubería a presión y de la zona aledaña de la casa de máquinas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

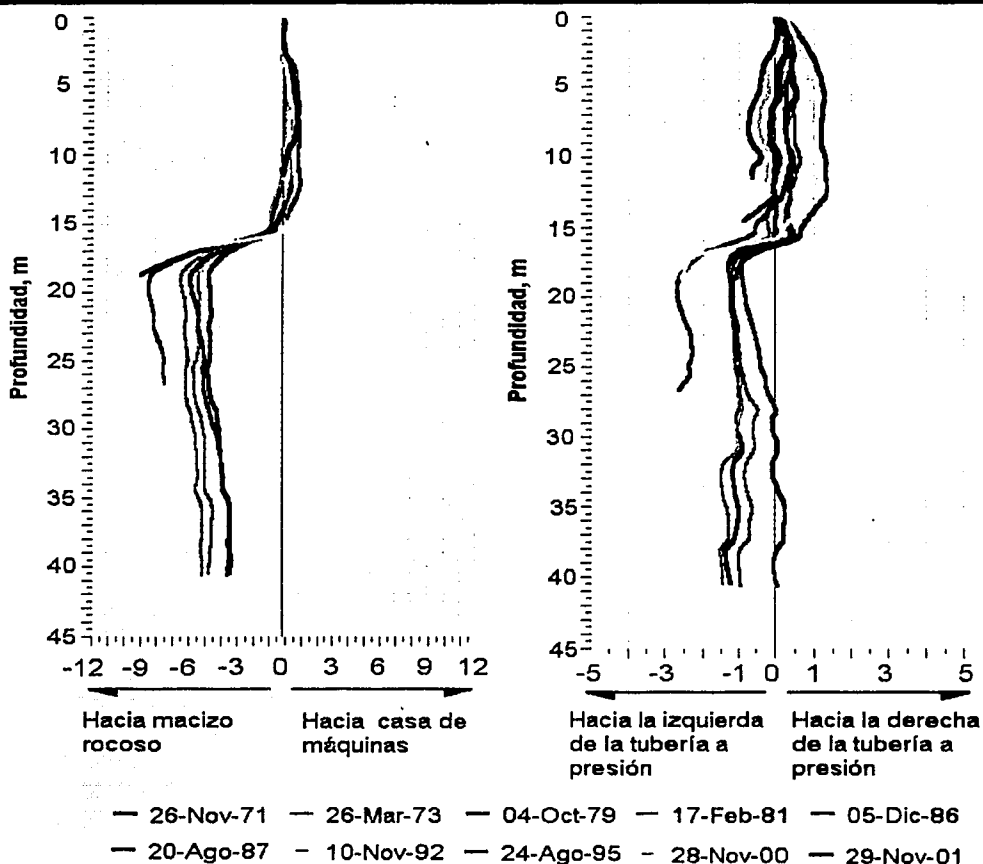


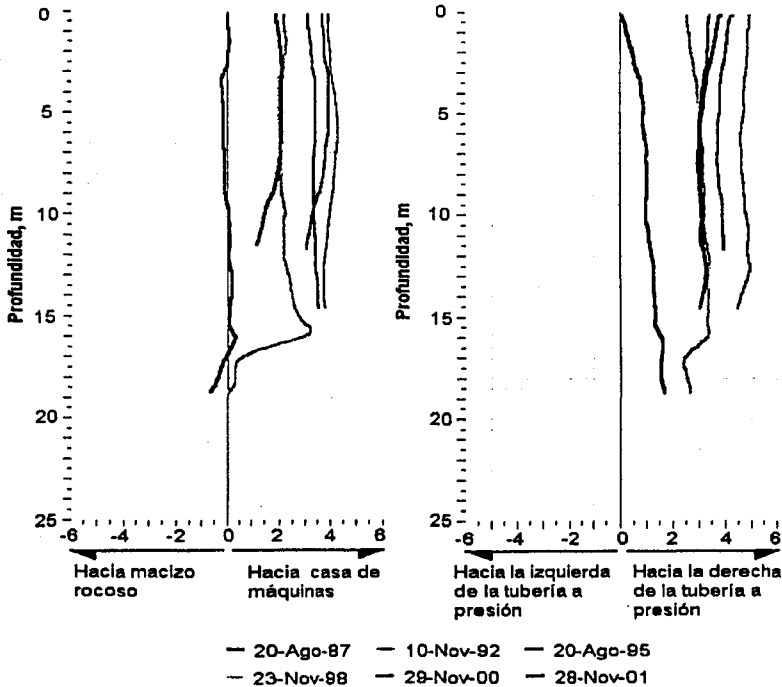
Fig. 31 Desplazamientos horizontales medidos en el inclinómetro I - 1
(Lectura base de 1966).

Los desplazamientos de la rampa de la tubería a presión preferentemente se desarrollan en forma paralela a la tubería en dirección hacia la casa de máquinas y con valor máximo acumulado de aproximadamente 5 cm desde diciembre de

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

1986, mientras que en la dirección perpendicular, los desplazamientos se presentan hacia la derecha de la tubería a presión con valores máximos de 4 cm (Fig. 32).

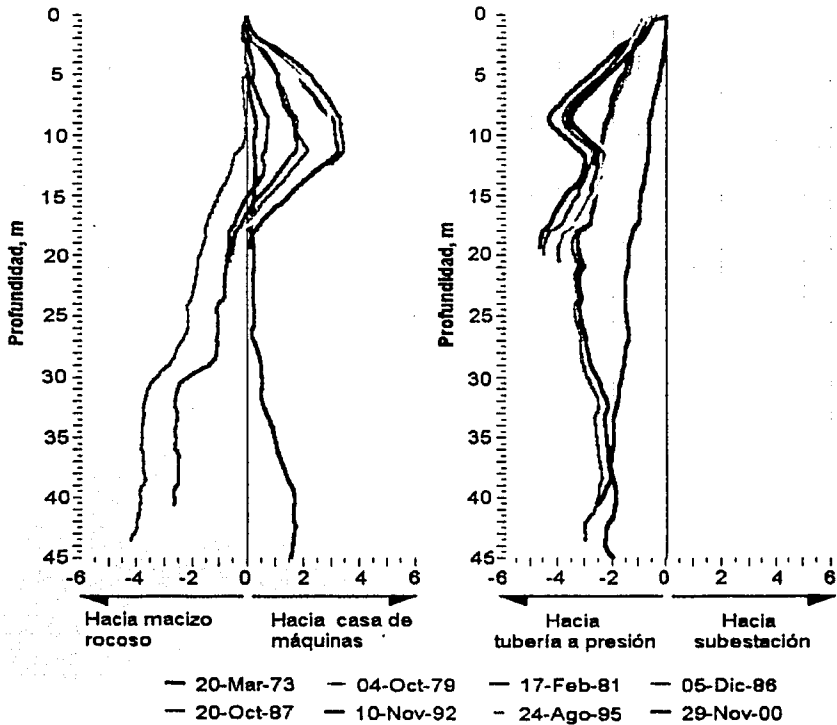
La configuración casi paralela de los desplazamientos es representativa del movimiento masivo sobre un horizonte lubricado por la saturación de los materiales. La superficie de desplazamiento está ubicada a una profundidad de 16 m y la resultante del movimiento indica un desplazamiento del talud hacia la zona del desfogue, interceptando los primeros metros de la galería de drenaje.



**Fig. 32 Desplazamientos horizontales medidos en el inclinómetro I - 1
(Lectura Base de 1986).**

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

Los desplazamientos medidos en el inclinómetro I-2, instalados a unos metros de la casa de máquinas (Fig. 17), presentan una configuración con tres cambios, dos de ellos bruscos. El primer cambio se presenta a 32 m de profundidad indicando una zona de deslizamiento progresivo influenciado por la presencia de estratos de limos y boleos dentro de las arenas de esquisto (Fig. 23). Para 1985 ya no fue posible realizar mediciones en este inclinómetro a esa profundidad por el colapso de la tubería de ademe del inclinómetro (Fig. 33).



**Fig. 33 Desplazamientos horizontales medidos en el inclinómetro I – 2
(Lectura base de 1966).**

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

El segundo cambio en la configuración de los desplazamientos medidos con el inclinómetro I-2 se presenta a una profundidad de 20 m y da lugar a una obstrucción de la tubería del inclinómetro que impidió el proceso de medición abajo de esa profundidad a partir de 1987.

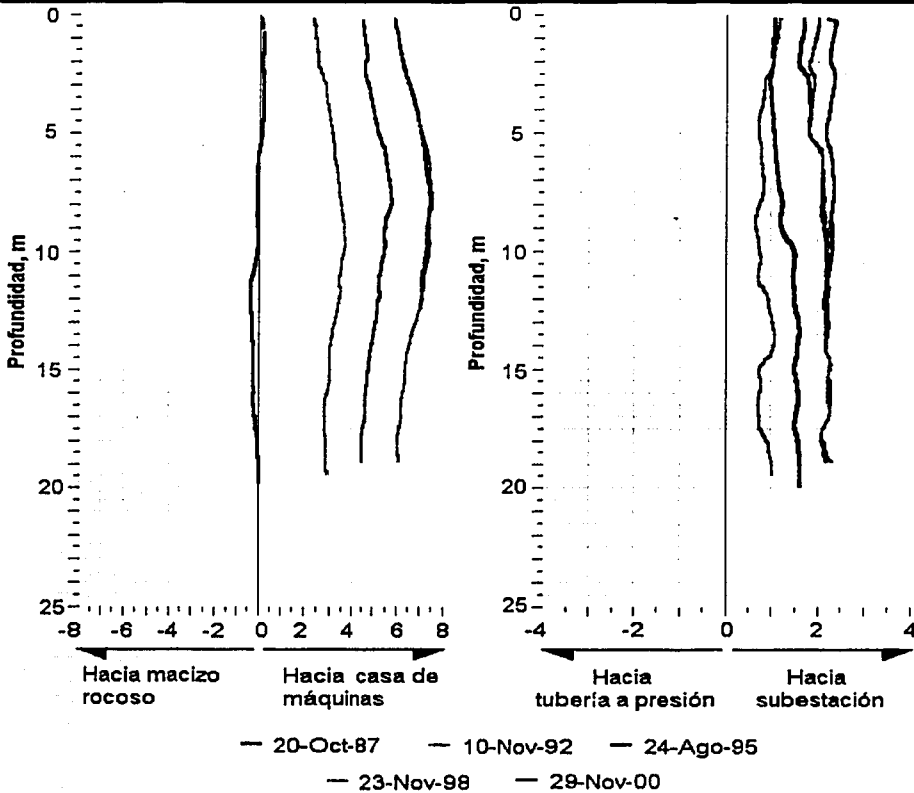
El tercer cambio brusco se presenta a través de la interfase entre la arena de esquistos y los boleos andesíticos (Fig. 23) ubicada a una profundidad de 12 m, aproximadamente. En la campaña de mediciones del año 2000 fue imposible la medición de los desplazamiento por el degollamiento de la tubería de ademe del inclinómetro, por lo que fue recomendado reinstalarla.

La magnitud de los desplazamientos acumulados desde diciembre de 1986, es de casi 8 cm en la dirección a la casa de máquinas y de 2,5 cm en dirección a la subestación (Fig. 34), por lo que la resultante del movimiento es hacia la zona de desfuegos, coincidentemente con lo manifestado por el inclinómetro I - 1.

De igual manera que en el inclinómetro I - 1, la configuración casi paralela de los desplazamientos indica el movimiento masivo de un potente estrato a través de un horizonte lubricado por la saturación de los materiales.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

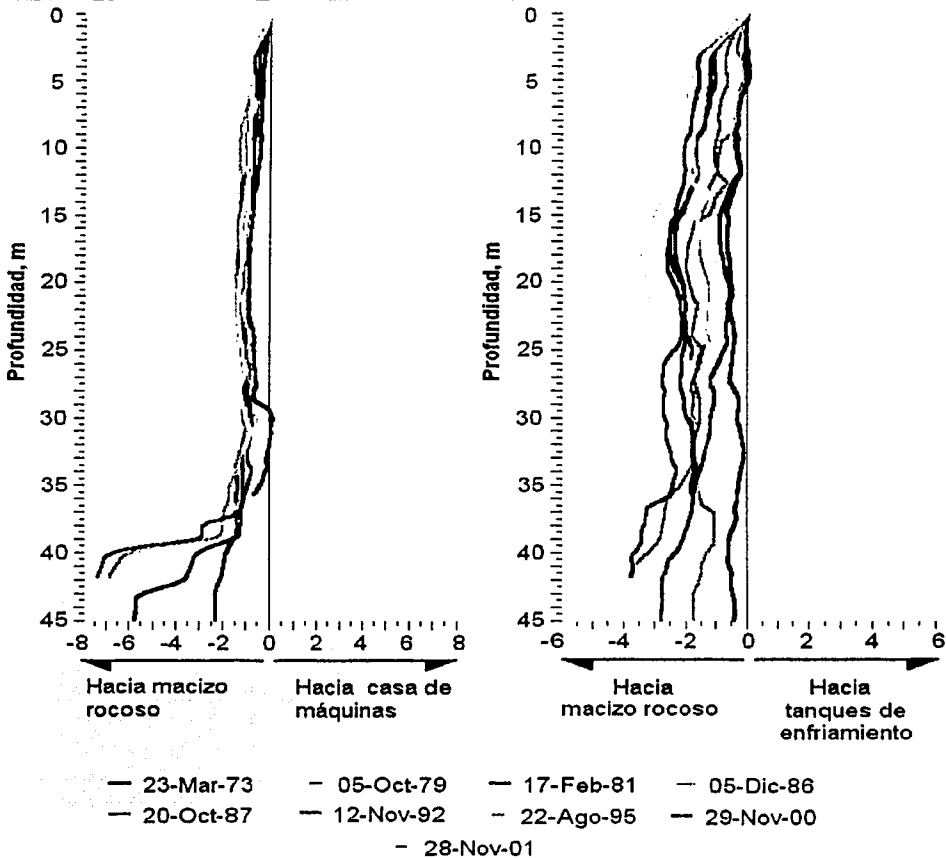
GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES



**Fig. 34 Desplazamientos horizontales medidos en el inclinómetro I-2.
(Lectura Base de 1986).**

Los desplazamientos relativos al eje del inclinómetro I-3, medidos desde 1971 (Fig. 35), presenta movimientos a través de un plano de interfase con los esquistos ubicados a 30 m de profundidad. Los movimientos se desarrollan preferentemente hacia la casa de máquinas.

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES



**Fig. 35 Desplazamientos horizontales medidos en el inclinómetro I – 3
(Lectura base de 1966).**

Los movimientos absolutos registrados con el inclinómetro I – 3, acumulados a partir de diciembre de 1986, son de aproximadamente 7 cm hacia la casa de máquinas y hacia los tanques del sistema de enfriamiento de casa de máquinas,

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

GRAFICAS E INTERPRETACION DE LAS MEDICIONES

en ambas direcciones. La configuración reporta que los movimientos son uniformes en profundidad, lo que representa un movimiento masivo de los estratos ubicados arriba de los 39 m de profundidad, similar a lo reportado con los otros dos inclinómetros (Fig. 36).

La resultante de los movimientos indica que el terreno presenta un movimiento hacia los desfuegos, que es la parte más baja de la zona.

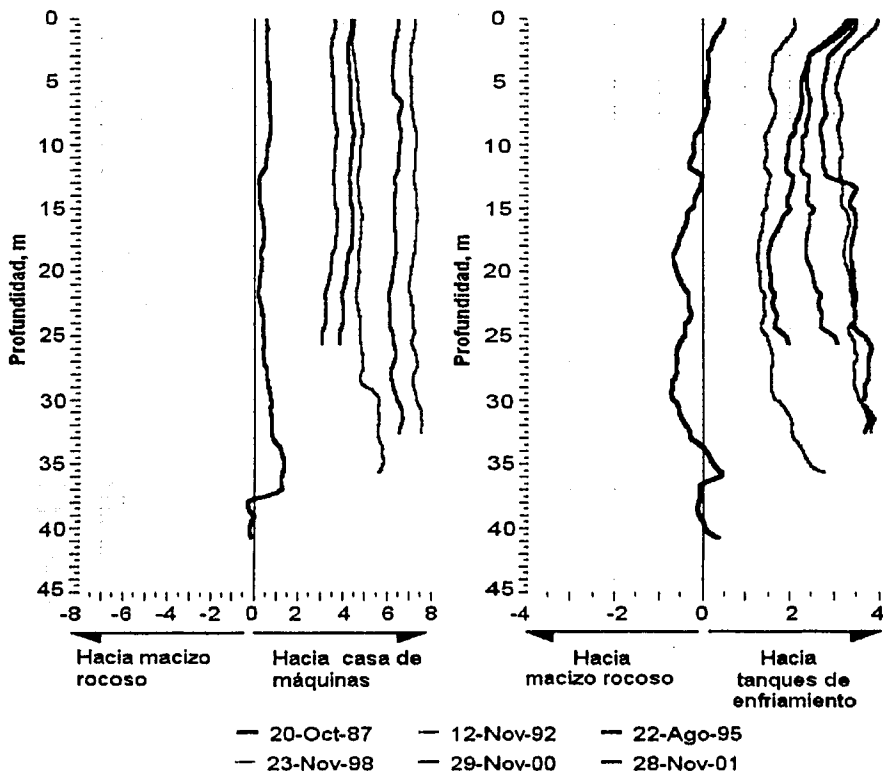


Fig. 36 Desplazamientos horizontales medidos en el Inclinómetro I-3.

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

Movimientos en las silletas de la tubería a presión

El proceso de medición de los desplazamientos laterales de la tubería a presión Núm. 3 se iniciaron en 1975, por lo que las gráficas de desplazamientos tienen como fecha base el 5 de febrero de 1975 (Fig. 37).

Los desplazamientos medidos en las silletas de la tubería, en dirección perpendicular al eje de la misma, acusan movimientos hacia la derecha de la tubería entre 7 y 8,1 cm en las silletas S-5 a S-9. En las cuatro primeras silletas los desplazamientos máximos medidos no rebasan los 5 mm y se desarrollan hacia la izquierda de la tubería. Es conveniente recordar que durante las visitas de inspección se ha reportado el agrietamiento de la mampostería de protección de la rampa justamente entre las silletas S-4 y S-5.

La tendencia del movimiento de las cuatro primeras silletas claramente es nula, los valores graficados se encuentran en el rango de precisión de los aparatos de medición. Mientras que en las silletas S-5 a S-9 presentan una tendencia ligera de incremento que ha aumentado paulatinamente con el tiempo. De enero de 1975 y hasta diciembre de 1979, la velocidad de deformación fue de 0,094 cm/año, entre 1979 y mediados de 1986 fue de 0,307 cm/año, y en los últimos nueve años la velocidad de deformación promedio es de 0,329 cm/año.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

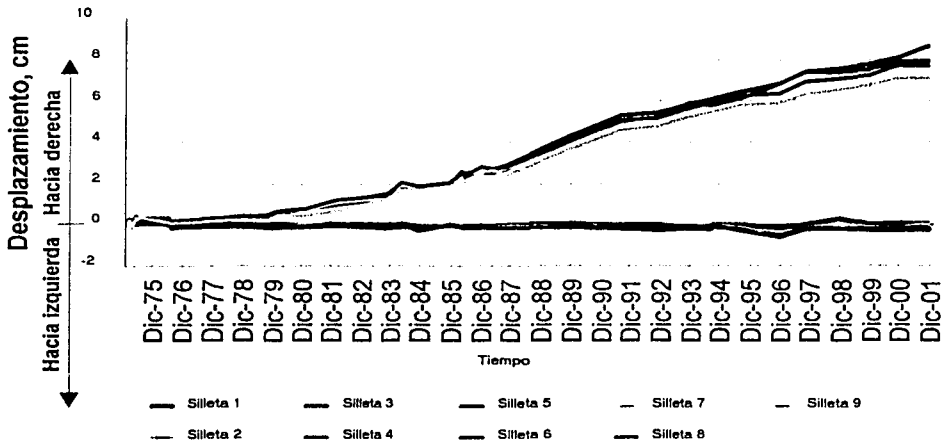


Fig. 37 Desplazamientos laterales de silletas de la tubería a presión Núm. 3.

Por otra parte, los movimientos verticales en la silletas de la tubería a presión No. 3 se realiza apoyándose de bancos de control fijos, por lo que cada silleta se tiene la elevación referenciada al nivel del mar. La lectura inicial se realizó en noviembre de 1978 (Fig. 38).

Los registros de las mediciones indican que hasta mediados de 1981 los movimientos verticales fueron asentamientos en todas las silletas, para mediados de 1984 las silletas S-7 a S-9 ya presentaban ligeros bufamientos. Entre 1985 y 1986 se registraron variaciones en lo movimientos verticales sin razón aparente, pero las tendencias medidas continuaron. De 1988 a la fecha, las silletas S-1 a S-4 no presentan incrementos en el asentamiento, no así la silleta S-6, que muestra un incremento anual de $-0,015$ cm. La silleta S-5 después de permanecer sin movimiento, en 1994 experimenta movimientos verticales hacia arriba de casi $0,4$

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

cm, para permanecer sin cambio a la fecha.

La silletas S-7 a S-9 presentan movimientos verticales de bufamiento desde 1984, y a la fecha continúan incrementándose. La velocidad de bufamiento es de 0.073 cm/año en la silleta S-8, de 0,059 cm/año en la silleta S-9 y de 0,05 cm/año en la silleta S-7.

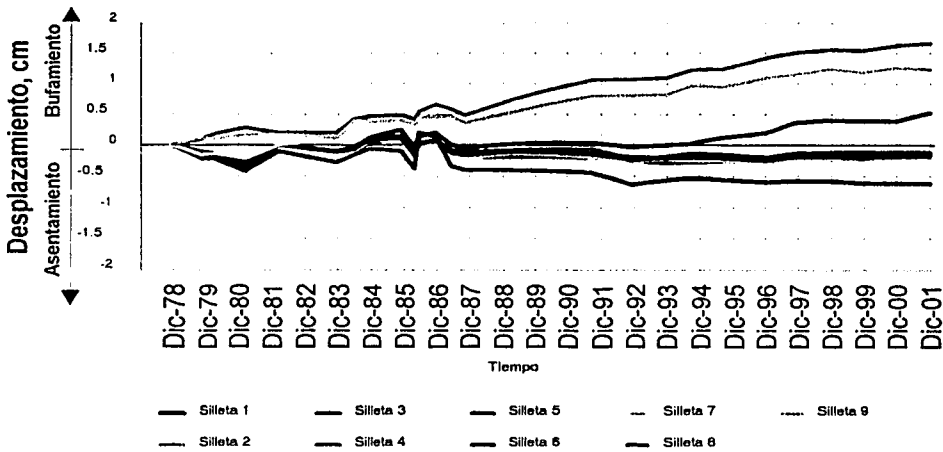


Fig. 38 Movimientos verticales en las silletas de la tubería a presión No. 3.

La configuración de los movimientos verticales y los desplazamientos presentan de forma clara la zona de la ladera que se encuentra en condiciones de estabilidad precaria.

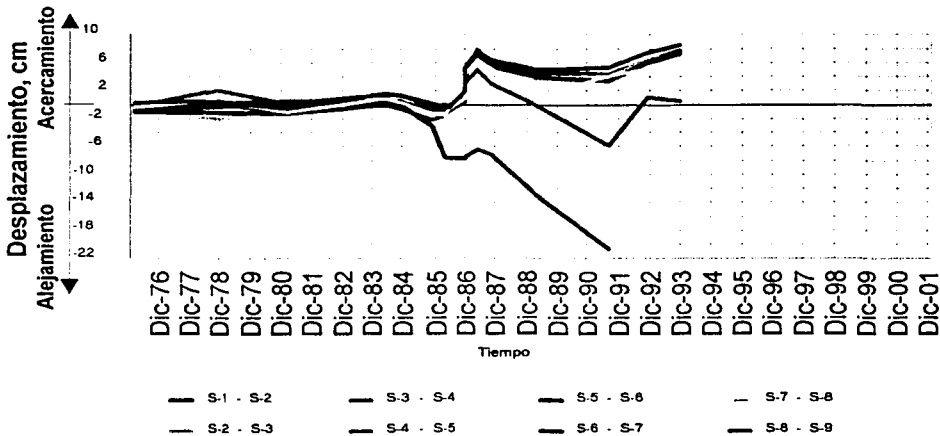
Desplazamientos entre silletas

La distancia entre silletas de apoyo de la tubería a presión No. 3 se midió mediante un extensómetro lineal desde finales de febrero de 1975 y por problemas

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

de desajuste del instrumento se abandonó la medición en noviembre de 1993. A partir de 1983 ya se desconfiaba de las mediciones, por lo que se implementó un segundo sistema de medición mediante una cinta topográfica comparada de acero.

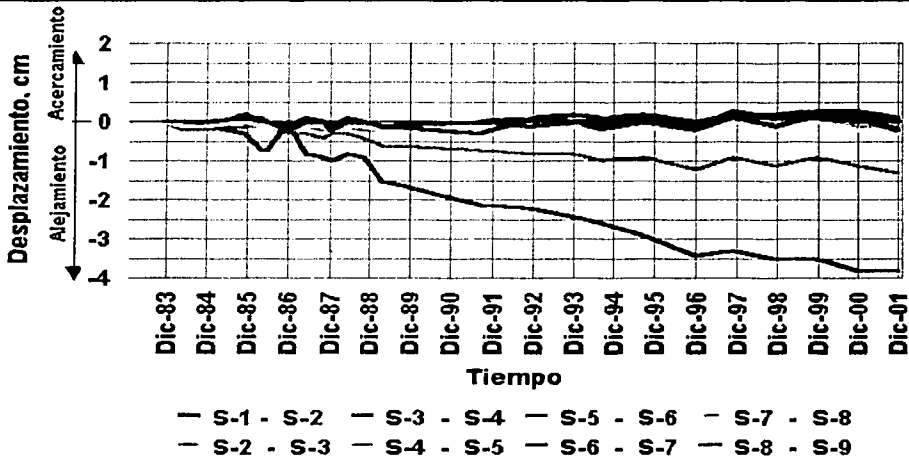
Los desplazamientos entre silletas registrados hasta 1985 mediante el extensómetro lineal reportaron acercamientos, y sólo entre las silletas S-4 y S-5 se vislumbraba alargamiento. Después de 1984 las mediciones indicaban alargamiento entre la mayoría de las silletas, para volver a registrar acortamientos significativos de hasta 6 cm en todas, excepto entre la S-5 y S-6, en donde se han alcanzado valores de 20 cm. A mediados de 1986, las silletas que experimentaron acortamiento se estabilizaron, pero entre la S-4 y S-5 se observan nuevamente alargamientos (Fig. 39).



**Fig. 39 Desplazamientos entre silletas de la tubería a presión No. 3
(Mediciones con extensómetro lineal).**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

GRAFICAS E INTERPRETACION DE LAS MEDICIONES



**Fig. 40 Desplazamientos entre silletas de la tubería a presión No. 3
(mediciones con cinta topográfica).**

Como resultado de las mediciones con cinta topográfica, se observan variaciones de distancia entre la mayoría de las silletas, con valores de alargamientos y acortamientos oscilando entre 0,3 y -0,3 cm, sólo entre la silletas S-4 y S-5 y entre las silletas S-5 y S-6 se ha registrado un incremento entre las distancias de 3,8 y 1,1 cm respectivamente. La tendencia de los movimientos refleja un incremento paulatino y consistente de la distancia entre las silletas (Fig. 40).

Aun cuando se presentan incrementos en la distancia entre las silletas S-4, S-5 y S-6, este movimiento no representa peligro para las tuberías de presión ya que éstas descansan sobre apoyos deslizantes que fácilmente absorben los movimientos; sin embargo, reportan la magnitud del movimiento de la ladera y determinan la zona donde se presentan los mayores movimientos, lo cual conlleva a la determinación de la zona que se encuentra en movimiento.

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

Movimiento relativo en el apoyo de las silletas.

Esta medición, que se realiza con un vernier (pie de rey), proporciona los desplazamientos observados entre la placa de apoyo de los anillos de rigidez de la tubería No. 3 y la placa de bronce de las silletas.

Las silletas de la tubería No. 3 tienen una placa de bronce anclada al concreto que permite contar con un apoyo deslizante con la placa de apoyo del anillo de rigidez de la tubería. Los desplazamientos se generan principalmente en el sentido longitudinal a la tubería teniéndose desplazamientos despreciables en sentido perpendicular, debido a lo anterior, se han venido realizando mediciones desde el 24 de junio de 1966.

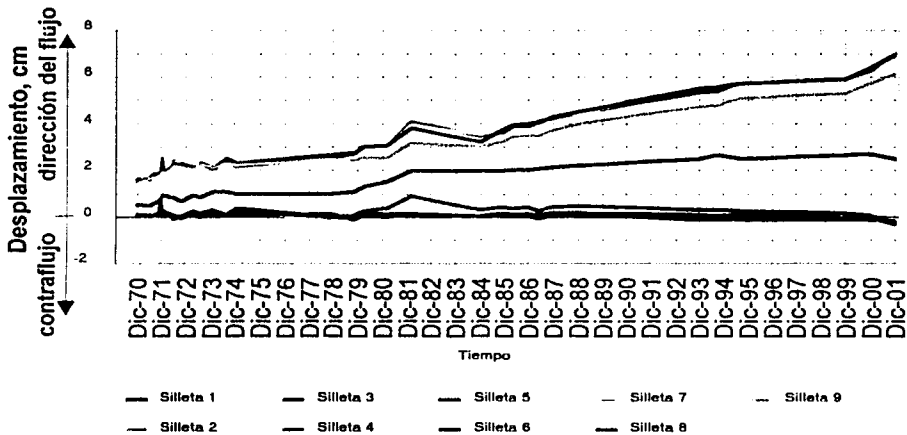


Fig. 41. Desplazamientos entre la placa de apoyo de los anillos de rigidez y la placa de bronce de las silletas a lo largo de la tubería a presión No. 3.

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

En la figura 41 se observa claramente que las silletas S-5 a la S-9 presentan los mayores desplazamientos, mientras que en las silletas S-1 a S-4 los desplazamientos son muy pequeños. Los valores máximos que se observan son de 2,6 cm en la silleta S-5, hasta de 6,4 cm en las silletas S-6 a S-8, y de 5,7 cm en la silleta S-9 (Fig. 39). De acuerdo con lo anterior, el terreno se desplaza en la dirección del flujo (hacia aguas abajo de la rampa) a partir de la silleta S-5; la existencia de grietas en la rampa entre las silletas S-4 a S-6 confirman lo anterior y evidencian el movimiento del talud.

Movimientos de casa de máquinas

Los movimientos verticales de la casa de máquinas se determinan desde enero de 1957 a partir de ocho referencias superficiales instaladas en el piso de generadores (Fig. 18). En julio de 1984 fue suspendida la nivelación de casa de máquinas por razones desconocidas y hasta diciembre de 2000 se reiniciaron las mediciones.

El sentido de los movimientos verticales medidos hasta finales de 1960 acusa bufamientos en todas las referencias superficiales de la casa de máquinas, sólo que las referencias A-1, A-2, A-3 y U-1 fueron mayores que en las referencias B-2, B-2, B-3 y U-3 (Fig. 40), lo que representa un movimiento diferencial hacia arriba del lado Sur de la casa de máquinas.

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

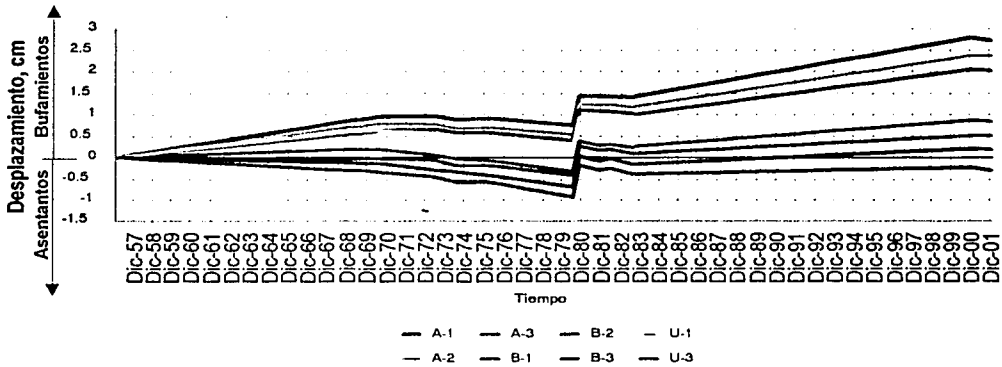


Fig. 42 Movimientos verticales en referencias de la casa de máquinas.

Entre 1960 y 1964 las referencias A-1, A-2, A-3 y U-1 permanecieron prácticamente sin cambios, mientras que las restantes presentaron decrementos en elevación hasta alcanzar ligeros asentamientos, resultando que la casa de máquinas tiene un marcado asentamiento hacia el lado Sur. A partir de 1964 y hasta finales de 1972 la tendencia seguía desarrollándose con incrementos tanto en los asentamientos de unas, como en los bufamientos de otras. De 1972 y hasta 1979 las referencias B-1, B-2, B-3 y U-3 presentan incrementos en la velocidad de asentamiento, y el resto de las referencias disminuye la tendencia de bufamiento. En 1979 se observa un brinco de aproximadamente un centímetro en todas las referencias, probablemente debido a un cambio en el banco de nivel utilizado, y a partir de entonces se observa un ligero incremento en los bufamientos en todos los sitios, aunque es más marcado en las referencias A-1, A-2, A-3 y U-1. El valor acumulado más grande es de casi 3 cm. Estos movimientos originan un giro de la casa de máquinas hacia la esquina sur de la misma el y en 2000 es claro que el giro de la estructura se ha incrementado (Fig. 43).

GRAFICAS E INTERPRETACIÓN DE LAS MEDICIONES

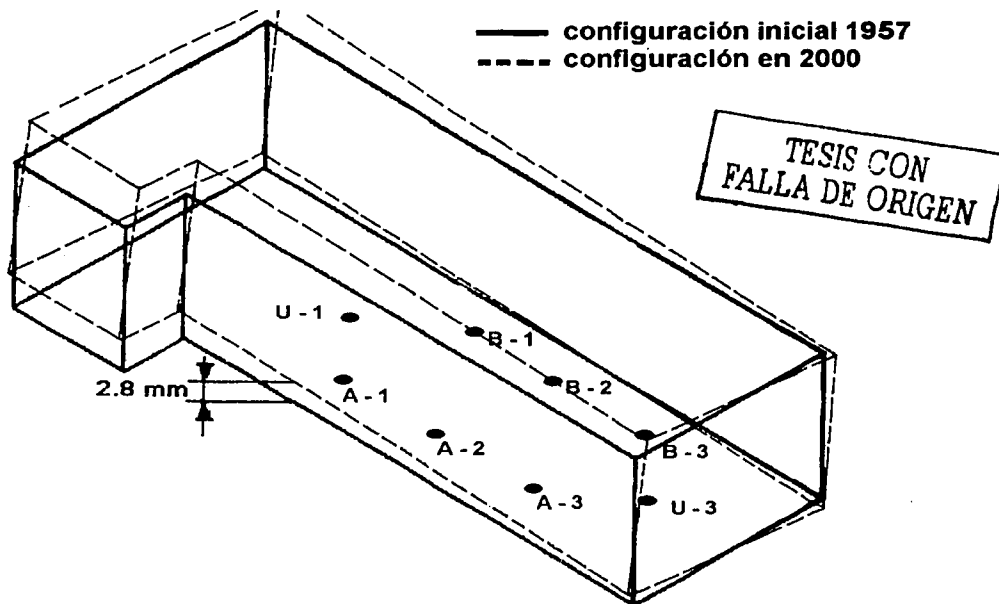


Fig. 43 Isométrico de los movimientos verticales en Casa de Máquinas.

Es importante mencionar que la unidad No. 3 (cercana al punto U-3) tiene un peso mucho mayor que las unidades No. 1 y No. 2, ya que es de mayor capacidad, lo que puede influir en el movimiento que se esta presentando, pero las deformaciones al pie del talud son en el mismo sentido, por lo que el movimiento del talud influye en el comportamiento observado de la casa de máquinas.

5 Estabilidad de taludes

5.1 Deslizamientos y clasificación de movimientos de falla

Las masas de suelo o rocas con superficie inclinada o talud (superficies no horizontales) pueden ser el resultado de la acción de agentes naturales o bien construidas por el hombre; en la figura 44 se incluyen algunos ejemplos. Todos los taludes tienen una tendencia inherente a degradarse a una forma más estable (en última instancia, a una superficie horizontal) y, bajo este punto de vista, la inestabilidad equivale a la tendencia a moverse y la falla es el movimiento real de masas. Las fuerzas que causan la inestabilidad son la gravedad y la infiltración, mientras que la resistencia a la falla proviene de la geometría del talud y de la resistencia al corte de las rocas y el propio suelo.

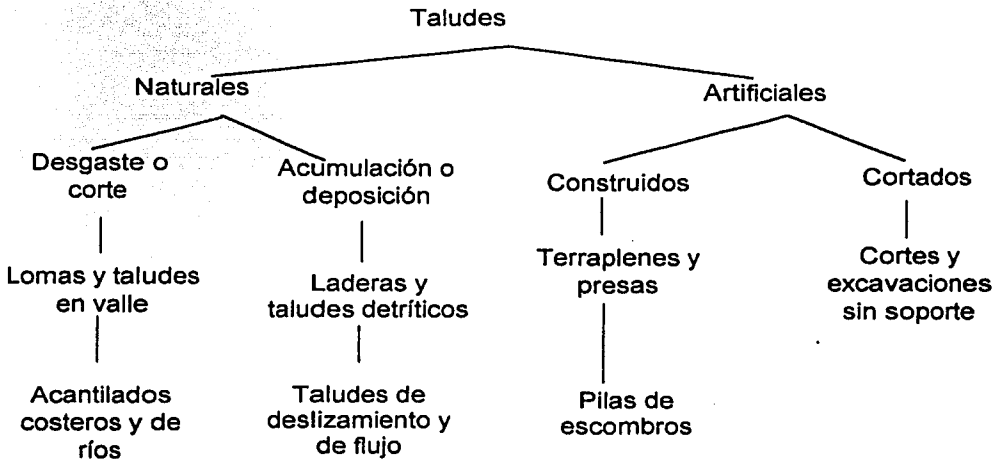


Fig. 44 Clasificación de Taludes

Factores de que depende la estabilidad de los taludes en el suelo

- a. Factores geomorfológicos
 - a.1 Topografía de los alrededores y geometría del talud
 - a.2 Distribución de las discontinuidades y estratificaciones
- b. Factores internos
 - b.1 Propiedades mecánicas de los suelos constituyentes
 - b.2 Estados de esfuerzos actuantes
- c. Factores climáticos y concretamente, el agua superficial y subterránea

El movimiento de masas puede darse como resultado de una falla al corte a lo largo de cierta superficie interna, o bien cuando una disminución general del esfuerzo efectivo entre las partículas causa una licuación total o parcial. Existe gran variedad de tipos de movimiento (fallas); para nuestros propósitos, conviene clasificarlas en tres categorías:

- Derrumbes. Están caracterizados por movimientos de desprendimiento en las discontinuidades tales como juntas, grietas, planos de estratificación muy inclinados, planos de falla, etc., en los cuales la condición de falla puede aumentarse o acelerarse por los efectos de la presión del agua o del hielo en dichas discontinuidades (Fig. 45a).

- Deslizamientos. En esta forma de movimiento la masa permanece esencialmente intacta mientras se desliza por una superficie definida de falla. Se tienen dos subdivisiones:
 - a) Deslizamientos de traslación. Éstos incluyen el movimiento de bloques rocosos a lo largo de planos estratificados o de una capa de suelo situada cerca de la superficie (inclinada) del terreno. Tales movimientos ocurren normalmente cerca y en capas paralelas a la superficie (Fig. 45b).
 - b) Deslizamientos rotatorios. Estas fallas son características de los suelos cohesivos homogéneos; el movimiento se verifica a lo largo de una superficie curva de ruptura, de tal manera que la masa deslizante se hunde cerca de la cima del talud y produce una saliente cerca del pie (Fig. 45c).
- Flujos. En este caso la masa que se desliza se rompe internamente y se mueve en forma parcial o por completo como fluido. Con frecuencia ocurren los flujos en suelos débiles y saturados cuando la presión de poro ha aumentado lo suficiente para producir una pérdida general de resistencia al esfuerzo cortante; el desarrollo de una superficie verdadera de corte puede ser intermitente o faltar en su mayor parte.

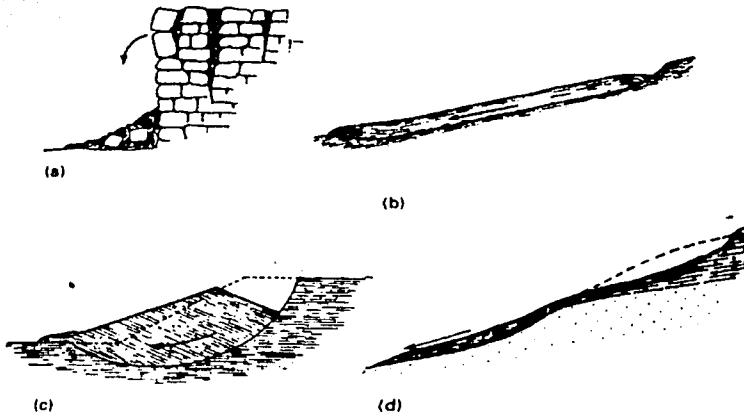


Figura 45 Tipos de movimientos de masas

a) Derrumbes, (b)deslizamiento de traslación, (c)deslizamiento rotatorio, (d) flujo

En general, las fallas en las pendientes se inician debido a variaciones de condición, como por ejemplo, un cambio en la lluvia, drenado, carga o estabilidad superficial (por ejemplo, por eliminación de vegetación). Estos cambios pueden presentarse inmediatamente después de la construcción, o se pueden desarrollar con lentitud a lo largo de algunos años, o bien pueden presentarse de repente. En el análisis de taludes tanto cortados como construidos es necesario tener en cuenta las condiciones de estabilidad tanto inmediatas como a largo plazo. También es necesario considerar si es probable que la falla sea a lo largo de una superficie de deslizamiento de creación reciente, o a lo largo de una preexistente, porque la diferencia entre la resistencia máxima y residual al cortante puede ser grande en algunos suelos.

Algunos taludes pueden existir durante años en estado de falla incipiente, esto es, a punto de producir un movimiento. Esto resulta especialmente evidente en el caso de laderas naturales y los taludes de pilas de escombros, y también debe recordarse que muchas lomas que han sido degradadas en forma natural por la acción del intemperismo, pueden estar cercanas a su estado de falla. En estas situaciones, las interferencias humanas, tales como deforestación o cortes en el pie del talud pueden precipitar el movimiento.

5.2 Falla por movimiento del cuerpo del talud

Deslizamiento superficial asociado a la falta de resistencia por baja presión de confinamiento.

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

ESTABILIDAD DE TALUDES

laderas naturales. En aras de la economía del lenguaje se utilizara en lo que sigue la palabra inglesa "creep" para referirse a los deslizamientos superficiales.

El creep suele afectar grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas. El creep suele deberse a una combinación de las acciones de las fuerzas de gravedad y de otros varios agentes. La velocidad del movimiento ladera abajo de un creep típico puede ser muy baja y rara vez excede de algunos centímetros por año

En rigor debe hablarse de dos clases de creep; el estacional, que afecta solo la corteza superficial de la ladera que sufre la influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado, y el masivo que afecta a capas de tierra mas profundas, no interesadas por los afectos ambientales y que, en consecuencia, solo se puede atribuir al efecto gravitacional. El primero, que en menor o mayor grado existe, siempre, producirá movimientos que podrán variar con la época del año; el segundo se manifestara por movimientos prácticamente constantes. El espesor de la capa superficial a la que afecta el creep estacional es sumamente bajo y su dimensión máxima puede estimarse en un metro.

No están claras todavía las causas por las que una ladera natural particular puede entrar en un creep masivo, a causa de la cual una costra superficial, cuyo espesor puede ser en este caso de varios metros, comienza a moverse lentamente ladera abajo. Se ha hablado de una resistencia fundamental que representaría un limite tal que, si los esfuerzos actuantes quedan debajo de él, la parte superficial de la ladera permanecerá en reposo, y que si los esfuerzos actuantes lo sobrepasan, se producirá el creep masivo. A parte de ello existirá en el material de la ladera la resistencia al esfuerzo cortante máxima, en el sentido convencional; si los esfuerzos llegan a sobrepasar a este ultimo valor, se producirá un deslizamiento de tierras rápido.

Es lógico pensar que la velocidad de movimiento de la ladera sea máxima en la superficie y vaya disminuyendo hacia el interior, donde aumentan las restricciones al movimiento. Este hecho, del que existe amplia evidencia experimental, se refleja por una inclinación de los árboles, postes y otros elementos similares, los que adoptan una posición perpendicular a la ladera, en vez de la natural, vertical. Este es un signo ominoso que habrá que buscar siempre que se explore una ladera natural. Además, es obvio que han de reflejarse en el movimiento todas las heterogeneidades que existan en la zona superficial de la ladera, las cuales crearan diferencias en la velocidad del movimiento que, a su vez, serán causas de agrietamientos, escalonamientos, rotura de muros, de bardas y cualesquiera estructuras longitudinales que pueden existir.

Todos estos signos exteriores ayudan a localizar creeps, pero el auxilio más importante en este aspecto proviene, una vez más, del uso sistemático y cuidadoso de los pares de aerofotografías y de su fotointerpretación. Aun para ojos no muy avezados, el creep resalta fácilmente durante estos estudios por la peculiar configuración que adquiere la ladera que esta deslizándose, similar al aspecto de un líquido muy viscoso en movimiento. Es difícil que aun la vegetación y otros inconvenientes de la simple exploración superficial alcancen a disimular el fenómeno en la fotografía aérea vista con estereoscopio.

Fallas relacionadas a la estabilidad de taludes artificiales

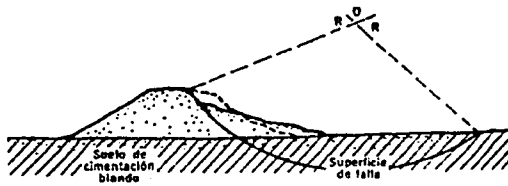
Falla rotacional

Se describen ahora los movimientos rápidos o prácticamente instantáneos que ocurren en los taludes y que afectan masas profundas de los mismos, con deslizamiento a lo largo de una superficie de falla curva que se desarrolla en el interior del cuerpo del talud, interesando o no al terreno de cimentación. Se

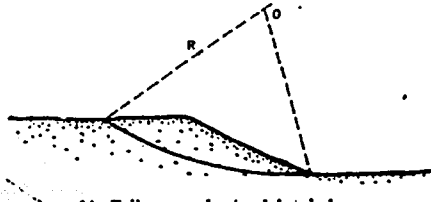
ESTABILIDAD DE TALUDES

considera que la superficie de falla se forma cuando en la zona de su futuro desarrollo actúan esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia del material.

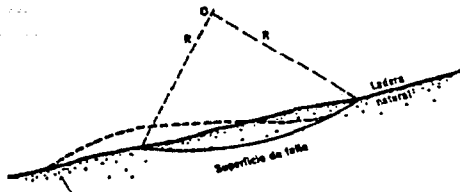
Las fallas de tipo rotacional pueden producirse a lo largo de superficies de falla identificables con superficies cilíndricas o concoidales cuya traza con el plano del papel sea un arco de circunferencia o pueden adoptar formas algo diferentes, en las que por lo general influyen la secuencia geológica local, el perfil estratigráfico y la naturaleza de los materiales.



a) Falla de la base

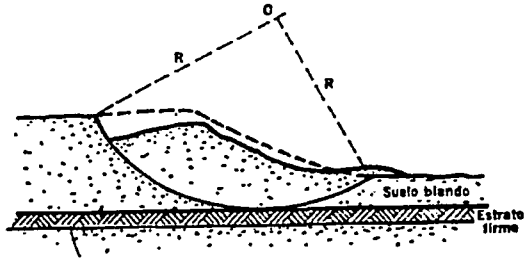


b) Falla por el pie



c) Falla superficial

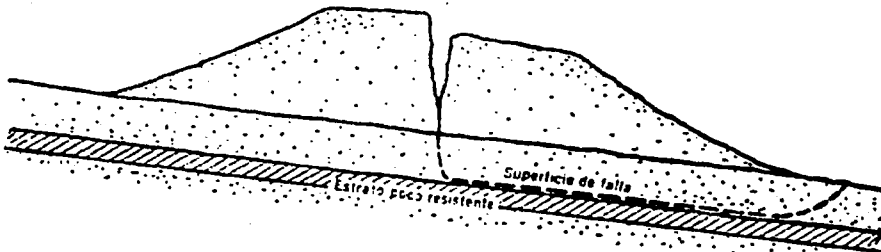
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



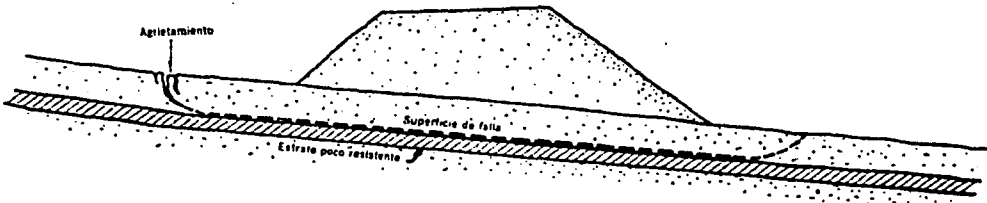
c) Falla limitada por un estrato firme

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. 46 Fallas rotacionales



a) Falla en bloque propiciada por la estratificación del terreno natural



b) desprendimiento superficial

Fig. 47 Fallas traslacionales

Desde luego las fallas rotacionales de forma circular ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico este regido básicamente por su fracción arcillosa. En general afectan zonas relativamente profundas del talud, siendo esta profundidad mayor cuando más escarpado sea aquel. Aunque comúnmente se asocian las fallas rotacionales circulares con los cortes y los terraplenes son también comunes en laderas naturales de materiales homogéneos y finos, cuando las laderas son muy tendidas, las superficies de falla pueden desarrollarse con poca profundidad. Las fallas rotacionales circulares pueden ser de cuerpo de talud o de base; las primeras se desarrollan sin interesar el terreno de cimentación, en tanto que las segundas se desarrollan parcialmente en él.

Al ocurrir las fallas circulares pueden afectar a masas muy anchas, en comparación con las dimensiones generales de falla, en cuyo caso dan lugar a verdaderas superficies cilíndricas, o pueden ocurrir en forma concoidal, con un ancho pequeño comparado con su longitud

Las fallas rotacionales de forma distinta a la circular típica parecen estar asociadas sobre todo a arcillas sobre consolidadas, que se presenten en taludes no homogéneos, por diferencias en la meteorización, por influencia de la estratificación o por otras causas que se reflejan en discontinuidades o en desorden estructural en el talud por lo tanto típicas de cortes, ocurren siempre acompañadas de gran fragmentación de los materiales involucrados.

Falla traslacional

Estas fallas por lo general consisten en movimientos traslacionales importantes del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad bajo el talud. La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se

ESTABILIDAD DE TALUDES

remata en sus extremos por dos cantiles, por lo general formados por agrietamiento.

Los estratos débiles que fomentan estas fallas son por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. Con mucha frecuencia, la debilidad del estrato esta ligada a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión de agua en estratos de arena (acuíferos). En este sentido, las fallas pueden estar ligadas también al calendario de las lluvias en la región.

Las fallas del material en bloque muchas veces están asociadas a discontinuidades y fracturas de los materiales que forman un corte o una ladera natural, siempre en añadidura al efecto del estrato débil subyacente.

Las fallas de una franja superficial son típicas de laderas naturales formadas por materiales arcillosos producto de meteorización de las formaciones originales. Se suelen provocar por el efecto de la sobrecarga impuesta por un terraplén constituido sobre la ladera. En estas fallas el movimiento ocurre casi sin distorsión.

Fallas con superficie compuesta

Este tipo de fallas abarca movimientos en que se combinan la rotación y la traslación, dando lugar a superficies de falla compuestas en que se desarrollan zonas planas a la vez que tramos curvos, asimilables a arcos circulares. En general estas superficies están predeterminadas por la presencia de heterogeneidades dentro del talud, cuanto menor sea la profundidad a que la heterogeneidad aparezca mayor será la componente traslacional de la falla

Fallas múltiples

Aquellas fallas que se producen con varias superficies de deslizamiento, sean simultáneas o en rápida sucesión. Conviene distinguir las fallas sucesivas y las

ESTABILIDAD DE TALUDES

regresivas. Ambas son comunes en laderas naturales en las que se practica un corte.

Las fallas regresivas se forman a partir de una primera, por la inestabilidad en que sucesivamente van quedando las zonas de cabeza de cada falla que se forma. Todas las superficies de falla suelen concurrir a una superficie fundamental. Pueden existir de tipo rotacional o traslacional.

Las fallas rotacionales regresivas ocurren con frecuencia en regiones de topografía movida o escalonada, en que existan importantes fenómenos de erosión, especialmente si existen estratos gruesos de arcillas sobreconsolidadas, fisuradas o de lutitas, sobreyacidos por espesores grandes de roca o suelos firmes

Las fallas traslacionales regresivas ocurren en capas superficiales y muchas veces también se asocian a arcillas fisuradas y lutitas. Parece que cuanto más cohesivo sea el material menos unidades tienden a formarse en la masa deslizante. Las fallas sucesivas suelen consistir en un conjunto de deslizamientos rotacionales superficiales. Son características de las últimas etapas de degradación en laderas de arcilla sobreconsolidada o fisurada, a veces las fallas forman un escalonamiento sumamente regular

Derrumbes y caídos

Estas fallas son típicas tanto de las laderas naturales como de los cortes practicados en aquellas. Por lo general consisten en desprendimientos locales de no muy grande volumen, aunque naturalmente existen desprendimientos de grandes masas fragmentadas que se deben clasificar como derrumbes. En estas fallas no puede hablarse de una superficie de deslizamiento, y el desprendimiento suele estar predeterminado por las discontinuidades y fisuras preexistentes. Suele suceder que estas se abran al construirse el corte y que su frente quede sin el anterior confinamiento lateral, lo que da ocasión a que se aflojen los fragmentos, actúen presiones hidrostáticas del agua acumulada y otros efectos indeseables.

ESTA TESIS ES PROPIEDAD
DE LA INSTITUCIÓN

5.3 Influencia del nivel freático.

Se tienen además tres tipos especiales de fallas, cuyo mecanismo no depende, por lo menos directa y casi exclusivamente, de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Esto no quiere decir que tan importante propiedad no influya en mayor o menor grado en la generación y desarrollo de estas fallas.

Se mencionara en primer lugar a las fallas por erosión, tan frecuentes y tan dañinas en los terraplenes y cortes. Se trata del resultado del ataque superficial de los agentes erosivos sobre los materiales que componen el talud. El viento y el agua (lluvia o escurrimiento superficial) son los agentes cuyos malos efectos el ingeniero ha de intentar contrarrestar con mayor frecuencia. La falla se manifiesta en irregularidades socavones y canalizaciones en el plano del talud, originalmente regular; si no se detienen estos efectos podrán progresar hasta la eventual destrucción del talud, en el caso de un terraplén, o hasta atacar profundamente en un corte, con consecuencias a veces muy graves; fallas de erosión típicas del ataque a los materiales de un corte por meteorización o descomposición química, que a veces desempeñan un papel tan importante en la estabilidad de los cortes de roca con juntas rellenas de suelo o con cortes practicados en arcillas fuertemente sobreconsolidadas, lutitas, pizarra metamorizadas, etc.

Las fallas por tubificación, que si bien no se consideran frecuentes en las vías terrestres, quizá han sido causa de mayor numero de problemas de lo que usualmente se estima. La situación típica que expone un terraplén a la tubificación es que por algún motivo aquel embalse agua durante un lapso considerable, suficiente para que se establezca un flujo por ella. Que el terraplén embalse es, sin duda, una condición que se presenta con relativa frecuencia (cruce por zonas pantanosas, vasos de presas, zonas de inundación de ríos, esteros, etc.) pero seguramente es bastante mas raro que el terraplén de una vía quede durante mucho tiempo expuesto a la acción de agua en sus dos taludes, con tirante

ESTABILIDAD DE TALUDES

diferente y desnivel importante, de manera que pueda establecerse un flujo con gradiente hidráulico suficientemente alto para generar problemas de tubificación

La turificación comienza cuando hay arrastre de partículas de suelo en el interior de la masa por efecto de las fuerzas erosivas generadas por el flujo de agua. Una vez que las partículas empiecen a ser removidas van quedando en el suelo pequeños canales, por los que el agua circula a mayor velocidad con mayor poder de arrastre, de manera que el fenómeno de tubificación tiende a crecer continuamente una vez que comienza, aumentando siempre el diámetro de los canales que se van formando en el interior del terraplén. Otra característica curiosa del fenómeno es que, comenzando en el talud aguas abajo progresa hacia atrás, es decir hacia el interior del terraplén. El límite del fenómeno es el colapso del bordo, al quedar este surcado por huecos de diámetro suficiente para afectar la estabilidad por disminución de sección resistente.

Un factor que contribuye mucho a la tubificación es la insuficiencia de la compactación en el terraplén cuando este afecta a suelos susceptibles. Esta insuficiencia de compactación es común, sobre todo, en la vecindad de muros o superficies rígidas, tales como ductos o alcantarillas.

Teniendo en cuenta que las alcantarillas son lugares en donde es común que exista tirante de agua y en torno a los cuales es difícil compactar el suelo, se puede afirmar que constituyen puntos críticos en lo que a la tubificación se refiere. Alrededor de ellas se deberá vigilar muy especialmente la susceptibilidad de los materiales que se empleen.

En tercer lugar se debe hacer referencia a las fallas por agrietamiento que tienen importancia especial en el caso de terraplenes, es seguro que se presenten agrietamientos en los terraplenes tanto en sentido transversal como longitudinal, los primeros ocurrirán por asentamiento diferencial a lo largo del eje y solo serán de consideración en el caso de terraplenes construidos sobre suelos blandos, por ejemplo en zonas de transición con terreno de cimentación de mejor calidad o en lugares en que, por alguna razón, los asentamientos diferenciales pueden ser

ESTABILIDAD DE TALUDES

Particularmente grandes. Sin embargo, es difícil concebir un caso de ese tipo de agrietamiento se presente en forma peligrosa y sistemática. El agrietamiento longitudinal respecto al eje del terraplén es mucho más frecuente, o por lo menos, mucho más perceptible; Ocurre sobre todo por movimientos diferenciales de los hombros del terraplén y su parte central. Se manifiesta por la aparición de dos familias de grietas simétricas respecto al eje del terraplén ubicadas en los hombros, incluso en las zonas extremas de la parte usualmente pavimentada; Estas grietas continúan en forma casi interrumpida durante decenas o centenares de metros. Muchas veces estas formas de agrietamiento constituye un problema importante, tanto por la magnitud de las grietas que se forman, como por el avance que el fenómeno pueda ir teniendo con el tiempo, hasta provocar la eventual destrucción del terraplén.

Si el lugar que se considera es de acción climática intensa, en el sentido de tener una estación lluviosa abundante y concentrada y largos periodos de acción solar enérgica, será posible imaginar que al fin de la temporada de lluvias tanto en el terreno de cimentación como el material del terraplén tengan alto contenido de agua, por acción combinada de los aportes naturales y de la capilaridad, de manera que cuando comience el periodo de sequía la acción solar, debe producirse una fuerte evaporación en los suelos expuestos, como consecuencia de tal evaporación estos suelos una fuerte contracción volumétrica.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El material terreo del talud donde se ubica la parte inferior de la rampa y la casa de máquinas, corresponde a un depósito de talud compuesto por grandes bloques de roca andesítica producto de caídos de los cantiles, los cuales están empacados por material fino de arena, arcilla y gravillas producto de la erosión de las barrancas. La estructura de los materiales propicia que esta zona sea un gran acuífero donde se almacena agua. Se tienen además, horizontes arenosos de composición andesítica y de esquistos, intercalados con limos y suelos antiguos. Estos sedimentos se localizan en antiguas depresiones que fueron rellenadas posteriormente, particularmente hacia la derecha de la tubería a presión y en la zona de casa de máquinas.

Por la estructura de los depósitos de material, es claro que la dirección del flujo de agua reconoce, hacia la parte baja de la ladera (zona de desfogue de la casa de máquinas), generando fuerzas de filtración que han provocado el movimiento del depósito de talud sobre el que descansa el último tramo de la tubería a presión. Por tanto, la inestabilidad de la ladera en este tramo esta linealmente asociada al nivel freático en el interior de la ladera. Particularmente, en el lado derecho de la tubería a presión en donde los barrenos de exploración detectaron material fino de arena y arcilla; sobre el cual se está desarrollando el movimiento y que se correlaciona con el agrietamiento observado en la superficie.

Los gastos de filtración medidos a la salida de la galería de drenaje, se han reducido de 1986 y esto ha originado un ligero incremento del nivel del agua en la ladera con el consecuente aumento de las fuerzas de filtración que incrementa la movilidad del talud.

Se recomienda ampliar la longitud de los barrenos de drenaje de la galería, en la zona ubicada a la derecha de la tubería a presión No. 3, hasta rebasar el contacto

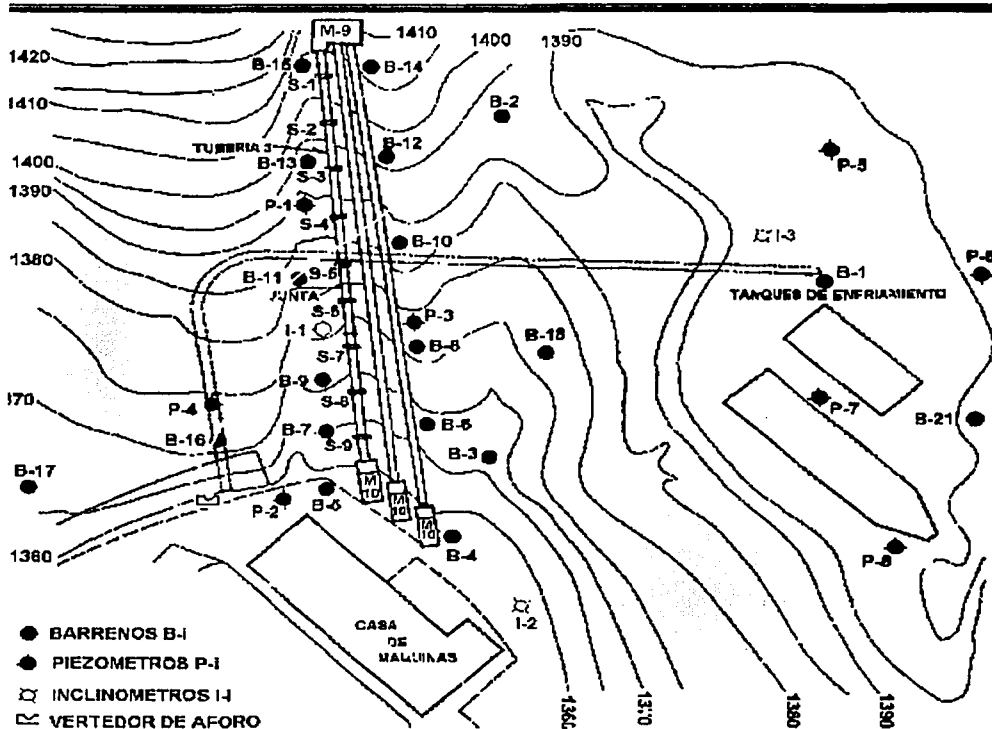
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

entre la andesita y los boleos andesíticos. Así como, rehabilitar todos los barrenos para garantizar el abatimiento del nivel de agua de la ladera.

La ladera presenta una tendencia de movimiento hacia casa de máquinas (zona de menor elevación) sobre el corte A-A' la superficie de falla se detectó a 32 m de profundidad (corte B-B') y curiosamente en el inclinómetro I-3 la profundidad de la superficie de falla fue registrada a los 39 m. Tomando en cuenta las profundidades de la superficie de deslizamiento, el agrietamiento en los primeros 15 m de la galena de drenaje y la posición del agrietamiento, así como la dirección de movimiento de la tubería a presión No. 3, el distanciamiento de las silletas de esta misma tubería y la configuración espacial del nivel de agua de la ladera y su dirección de flujo, se presenta en la siguiente figura el esquema en planta de la zona de movimiento.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



Los movimientos verticales ascendentes de la casa de máquinas hacen suponer que la zona donde esta desplazada esta estructura coincide con el pie de la superficie de deslizamiento.

El desplazamiento de la ladera ha provocado la deformación excesiva de la tubería de los inclinómetros I-2 e I-3 por lo que es recomendable su rehabilitación instalando ademas de tubería ABS con un diámetro inferior, dentro de la tubería de aluminio actual (ref. 10).

REFERENCIAS

1. Castilla Camacho J., (1989) "P. H. Ixtapantongo, Reconstrucción del drenaje de la galería bajo las tuberías a presión (octubre de 1989)"; Informe 89-59-GR, México, D. F., CFE - GIEC Departamento de Geotecnia. Oficina de Mecánica de Rocas.
2. Isabel Quintas, (1996) "ERIC, Extractor Rápido de Información Climatológica (junio 1996)"; Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Coordinación de Tecnología Hidrológica.
3. Hernández R. R., (1998) "C. H. Ixtapantongo, Estado de México. Informe de inspección"; Informe 841.01-030/98, CFE - Subgerencia de Comportamiento de Estructuras. México D. F.
4. Hernández R. R., (1998) "Presa Ixtapantongo, Estado de México. Informe de inspección y de la medición diagnóstico"; Informe 841.01-046/98, CFE - Subgerencia de Comportamiento de Estructuras. México D. F.
5. Hernández R. R., (1998) "Presa Santo Tomás, Estado de México. Informe de inspección y de la medición diagnóstico"; Informe 841.01-045/98, CFE - Subgerencia de Comportamiento de Estructuras. México D. F.
6. Hernández R. R., (1998) "Presa Los Pinzanes, Estado de México. Informe de inspección y de la medición diagnóstico"; Informe 841.01-047/98, CFE - Subgerencia de Comportamiento de Estructuras. México D. F.
7. Hernández R. R., (1999) "Sistema Hidroeléctrico Miguel Alemán, Estado de México. Presas Ixtapantongo, Santo Tomás y Los Pinzanes, C. H.

REFERENCIAS

Ixtapantongo. Informe de inspección"; 841.01-041/99, CFE - Subgerencia de Comportamiento de Estructuras. México D. F.

8. Hernández R. R., (1999) "Sistema Hidroeléctrico Miguel Alemán, Estado de México. Presas Ixtapantongo, Santo Tomás y Los Pinzanes, C. H. Ixtapantongo. Informe de inspección"; 841.01-0123/99, CFE - Subgerencia de Comportamiento de Estructuras. México D. F.

9. Hernández R. R., (2000) "Sistema Hidroeléctrico Miguel Alemán, Estado de México. Presas Ixtapantongo, Santo Tomás y Los Pinzanes, C. H. Ixtapantongo. Informe de inspección"; 841.01-070/99, CFE - Subgerencia de Comportamiento de Estructuras. México D. F.

10. Hernández R. R., (2001) "Sistema Hidroeléctrico Miguel Alemán, Proyecto de Instrumentación"; 841.01-020/01. CFE - Subgerencia de Comportamiento de Estructuras. México D. F.

11. Hernández R. R., (2001) "Sistema Hidroeléctrico Miguel Alemán, Estado de México. Informe de inspección"; 841.01-074/01, CFE - Subgerencia de Comportamiento de Estructuras. México D. F.

12. Rico Alfonso, "la ingeniería de los suelos". Limusa

13. González Valencia Francisco "Instrumentación de obras Hidroeléctricas" Septiembre de 1993 GIEC-CFE

14. CFE - IIE "Manual de Diseño de Obras Civiles" Geotecnia, Mecánica de Suelos B 2 5 Instrumentación