



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"SISTEMAS DE INSTRUMENTACION GEOTECNICA EN OBRAS DE INGENIERIA CIVIL"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE: INGENIERO CIVIL PRESENTAN:

JOEL RODRIGUEZ SERRALDE MINERVA MARTINEZ EMETERIO

DIRECTOR DE TESIS: M.I. GABRIEL MORENO PECERO

MEXICO, D. F.

2002





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 INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/019/01

Señores

JOEL RODRIGUEZ SERRALDE
MINERVA MARTINEZ EMETERIO
Presente

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

"SISTEMAS DE INSTRUMENTACION GEOTECNICA EN OBRAS DE INGENIERIA CIVIL"

- I. INTRODUCCION
- II. MECANISMOS FRECUENTES DE COMPORTAMIENTO EN SUELOS Y ROCAS
- III. TIPOS DE INSTRUMENTOS GEOTECNICOS
- IV. PROGRAMACION DE SISTEMAS DE INSTRUMENTACION
- V. SISTEMAS DE ASEGURAMIENTO DE CALIDAD APLICADO A LA INSTRUMENTACION
- V. APLICACIÓN DE SISTEMAS DE INSTRUMENTACION GEOTECNICA
- CONCLUSIONES

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 HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 26 de enero de 2001.
EL DIRECTOR

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

Reconocimientos y Agradecimientos.

Como muestra de cariño y agradecimiento a mis padres: Victor y Enriqueta, que con su ejemplo han sabido conducir mi vida por el camino del bien.

A Rogelio, por sus oportunos comentarios basados en la experiencia del ejercicio de la ingeniería para el enriquecimiento de este trabajo. Gracias esposo.

A mi pequeña Fabiola, quien es el sol de mi vida.

Mi agradecimiento a la Facultad de Ingeniería por haberme formado en mi educación profesional y personal.

Con gratitud y admiración al M.I. Gabriel Moreno Pecero por su valioso tiempo en la dirección de esta tesis. Mi reconocimiento a su gran calidad humana.

A la empresa "Ingeniería Experimental S.A de C.V" por darnos la facilidad de contar con toda la información que para este trabajo necesitamos.

A mis padres quienes han sido la luz que ha guiado mi vida.

A mis hermanas por su apoyo y cariño en todas las etapas de mi vida.

A mis familiares, amigos y compañeros.

Mi agradecimiento a la Universidad Nacional y a la Facultad de Ingeniería a quien mucho debo.

Un agradecimiento muy especial al M.I. Gabriel Moreno Pecero por sus valiosas enseñanzas dentro y fuera del salón de clases, por el tiempo y paciencia dedicado a la dirección y desarrollo de esta Tesis Profesional, es además sin duda por su vocación de servicio y entrega a la docencia un valuarte para nuestra facultad.

Agradezco a la empresa "Ingeniería Experimental, S.A. de C.V.", su generosa ayuda en mi formación profesional y su valiosa disposición para proporcionar la información requerida para la elaboración de esta Tesis.

Minerva

Joel

**SISTEMAS DE INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA
EN OBRAS DE INGENIERÍA CIVIL.**

INDICE

	Pag.
INTRODUCCIÓN.	1
I. MECANISMOS FRECUENTES DE COMPORTAMIENTO EN SUELOS Y ROCAS.	
I.1. Generalidades	5
I.2. Hundimiento Regional	7
I.3. Falla en taludes	16
II. TIPOS DE INSTRUMENTOS GEOTÉCNICOS .	
II.1. Generalidades	31
II.2. Dispositivos medidores de esfuerzos	32
II.3. Dispositivos medidores de deformación	44
III. PROGRAMACIÓN DE SISTEMAS DE INSTRUMENTACIÓN.	
III.1. Generalidades	58
III.2. Algoritmo de John Dunicliff para la programación de Sistemas de Instrumentación Geotécnica	59
III.3. Programa de Instrumentación	60
III.3.1. Definición de las condiciones del proyecto	60
III.3.2. Identificación de parámetros a medir	62
III.3.3. Selección de instrumentos	65
III.4. Programación de instalación del sistema de instrumentación	68
III.5. Programa de control de mediciones e interpretación de resultados	71

IV. SISTEMAS DE ASEGURAMIENTO DE CALIDAD APLICADO A LA INSTRUMENTACIÓN.	
IV.1. Generalidades	75
IV.2. Modelos de Sistemas de Calidad	76
IV.3. Plan de calidad para la instrumentación	80
IV.4. Aplicación de un plan de calidad para la instrumentación en el Ex - Hospital de Betlemitas	89
V. APLICACIÓN DE SISTEMAS DE INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA	
V.1. Generalidades	91
V.2. Programa de instrumentación geotécnica en el proyecto Ex – Hospital de Betlemitas	92
V.3. Programa de instrumentación geotécnica en la estabilización de la ladera oriente del poblado de Metztlán. Hidalgo	106
CONCLUSIONES	119
BIBLIOGRAFÍA	123

INTRODUCCIÓN

En las obras de ingeniería civil, es de importancia fundamental contar con herramientas que permitan conocer el comportamiento mecánico de las formaciones naturales, entendiendo estas como suelos y rocas y en consecuencia el comportamiento de las estructuras que se encuentran apoyadas en ellas.

Una forma de conocer el comportamiento mecánico de las formaciones naturales, es mediante la programación y control de sistemas de instrumentación geotécnica, que consisten en un conjunto de dispositivos cuidadosamente seleccionados que sirven para medir específicamente las magnitudes y variaciones de esfuerzos y deformaciones que se presentan en el suelo y en la roca a través del tiempo y de las cuales dependen los niveles de seguridad y servicio de las obras. Las causas que originan la variación de esfuerzos y deformaciones están asociadas en muchos casos a los trabajos que se realizan en las distintas etapas de construcción de una obra de ingeniería civil, en otros casos las causas pueden asociarse al comportamiento regional del suelo o de la roca de que se trate.

En las etapas de construcción y de servicio de una estructura, la instrumentación puede ser implementada, por ejemplo en los trabajos de excavación para la cimentación de una obra civil, en la que se instalan dispositivos medidores de esfuerzos y de deformaciones que pueden proporcionar la información necesaria para conocer y evaluar en forma oportuna la respuesta del suelo por efecto de dichos trabajos en el sitio de la obra y en sus alrededores. Asimismo durante la etapa de construcción la instrumentación permite evaluar el comportamiento de la cimentación inducido por la aplicación de cargas en la medida de los avances del proceso constructivo, mientras que en la etapa de operación o de servicio de la estructura, la instrumentación geotécnica permite identificar sus condiciones de estabilidad y seguridad por efecto de la interacción suelo-estructura, y al mismo tiempo correlacionar el comportamiento de la estructura con otros efectos como por ejemplo el hundimiento regional.

En todos los casos, a partir de los resultados obtenidos de las mediciones de esfuerzos y deformaciones con los distintos instrumentos geotécnicos se puede conocer y comprender el comportamiento mecánico de los depósitos naturales a través del tiempo y con ello comparar los resultados obtenidos en campo con los resultados de diseño producto de aplicaciones y cálculos teóricos para de esta manera evaluar el comportamiento real de estos depósitos y en caso de existir discrepancia entre ambos resultados, implementar acciones correctivas de tratamiento al suelo para lograr una congruencia entre los resultados teóricos y los prácticos, lográndose al mismo tiempo una revisión de las hipótesis y teorías aplicadas.

En México la implementación de sistemas de instrumentación geotécnica adquiere gran importancia, debido a que puede aplicarse como parte de un programa de monitoreo y control de las condiciones de estabilidad en las diversas etapas de construcción de grandes obras de infraestructura tales como presas, puentes, carreteras, túneles, taludes y edificaciones extensas con los beneficios descritos en los párrafos precedentes.

En casos más particulares como es el de la ciudad de México, en la cual se ubican innumerables edificios considerados como monumentos históricos, que forman parte del patrimonio cultural del país y se ven afectados en su estabilidad estructural por el fenómeno de hundimiento diferencial del subsuelo de apoyo, es necesario contar con herramientas que ayuden a tomar decisiones y establecer procedimientos para mantener a las estructuras en condiciones de seguridad y servicio aceptables. Lo mismo podrá decirse para las edificaciones modernas consideradas de importancia.

Los anteriores ejemplos nos indican que es recomendable diseñar y llevar a cabo programas de instrumentación confiables que optimicen además los recursos materiales y económicos. Así, el objetivo de esta tesis es mostrar los tipos de instrumentos que se emplean más frecuentemente en nuestro país en el control geotécnico de las obras, así como proponer los métodos de planeación y aseguramiento de calidad en los trabajos de instalación de los instrumentos y medición de los parámetros que rigen el comportamiento de las formaciones naturales y de las estructuras, lo que resulta de gran utilidad en las obras civiles que lo requieran.

Finalmente, consideramos que la realización de este trabajo permite promover en el ámbito académico y laboral el desarrollo de los trabajos de instrumentación geotécnica, para enriquecer la investigación de esta área de la ingeniería civil así como su aplicación en la construcción de obras civiles en nuestro país, que garanticen la competitividad de las empresas en el mercado del libre comercio tanto nacional como internacional.

CAPITULO I
MECANISMOS FRECUENTES
DE COMPORTAMIENTO EN
SUELOS Y ROCAS.

I.1. GENERALIDADES.

El suelo es el material de construcción más viejo que se conoce y también el más complejo, su variedad es enorme y sus propiedades índice y mecánicas varían con el tiempo y el espacio, por lo tanto es difícil determinar con precisión su comportamiento mecánico.

Con el conocimiento de los fenómenos que regulan el comportamiento tanto de suelos como de rocas, es posible predecir si dichas formaciones naturales satisfacen los requerimientos del proyecto para la construcción de obras civiles. Por ejemplo, con el conocimiento de los fenómenos de las redes de flujo, de las presiones internas de poro y el mejor entendimiento sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, se han logrado construir obras que antaño se consideraban imposibles, tal es el caso de las cortinas de tierra de más de 20 metros de altura en presas, que con el paso del tiempo han reportado un buen comportamiento.

Sin embargo, no solo el inicio de una obra representa problemas para el ingeniero, puesto que también existen estructuras, como lo veremos más adelante que con el paso del tiempo han sufrido daños producto de un mal comportamiento mecánico del terreno de apoyo, por lo que le toca a este profesional evaluar el fenómeno y dar solución a los problemas asociados al mismo. De igual forma, la naturaleza errática de los suelos origina condiciones de inestabilidad en terrenos en forma de taludes muchas veces poblados, que provocarían si no fuesen analizados por personal técnico, verdaderas tragedias en la historia de los pueblos.

Es por ello, que resulta necesario para el ingeniero conocer los parámetros de comportamiento mecánico del suelo que le permitan identificar previamente los mecanismos de falla que pudieran presentarse en el futuro, una forma de lograrlo es mediante la implementación de programas de medición de tales parámetros; como puede ser el hundimiento regional, las expansiones, el corrimiento de taludes, la variación de presiones tanto de poro como efectivas, etc., que bien pueden resumirse en estados de esfuerzos y deformaciones.

La medición de los parámetros mencionados puede ser implementada en las diferentes etapas de un proceso constructivo, como pueden ser: durante la excavación, la cimentación, o bien durante la construcción de la superestructura, esto depende de las necesidades que se tengan, así como de la complejidad del procedimiento constructivo. El uso de instrumentos de medición no solo se acota a estas etapas, sino que puede emplearse una vez terminada la obra para conocer el comportamiento de la edificación luego de que el suelo haya admitido las cargas reales de trabajo: esto para comparar si lo proyectado realmente satisface las condiciones de seguridad y de servicio del inmueble.

El proceso al cual hemos hecho referencia se conoce actualmente como Sistema de Instrumentación Geotécnica, que a la fecha ha desarrollado una tecnología adecuada para evaluar oportunamente el comportamiento geotécnico de los suelos y las rocas, sin embargo, consideramos que la calidad de los instrumentos aún pueden mejorarse en el sentido de fabricar aparatos con mayor grado de confiabilidad y cuya instalación y manejo sea más sencillo.

Cabe mencionar que la aplicabilidad de estos sistemas es vasto para todo tipo de obras, sin embargo en este trabajo habremos de enfocarlos básicamente a la evaluación del comportamiento de estructuras que han estado sujetas al fenómeno de hundimiento regional por mucho tiempo, provocando asentamientos diferenciales en su estructura como es el caso del edificio Ex - Hospital de Betlemitas en el centro de la ciudad de México, cuyo comportamiento mecánico y estructural ha sido observado cuidadosamente por tratarse de un monumento histórico de gran valor. Así mismo, trataremos el fenómeno de inestabilidad de taludes naturales, específicamente el caso de un talud crítico en Metztlilán, estado de Hidalgo, donde gracias a los trabajos de instrumentación se pudo conocer con detalle las causas que provocaron el fenómeno y también la evolución del desplazamiento.

Es importante recalcar que el hundimiento y la estabilidad de taludes son solo dos de los mecanismos que rigen el comportamiento mecánico de suelos y rocas, sin olvidar otros muy importantes como lo son la subpresión y la capacidad de carga, ésta última se concibe como la resistencia que ofrece el suelo para soportar una carga sin que se produzca falla por esfuerzo cortante en su masa, adquiriendo relevancia para el caso de diseño y estabilidad de cimentaciones; la capacidad de carga es función de algunas propiedades físicas del suelo como la cohesión y el peso volumétrico de los distintos estratos, así como de la magnitud y distribución de cargas y por supuesto de la geometría y profundidad de desplante del cimiento. Por su parte la subpresión es otro tipo de comportamiento que se presenta en suelos durante los procesos de excavación, es un fenómeno que tiene lugar en el fondo de la excavación a manera de empuje hidrostático vertical, en sentido contrario a la dirección en que actúan las cargas, generalmente se manifiesta cuando ocurren las siguientes condiciones: a) nivel de aguas freáticas muy por arriba del fondo de la excavación. b) ubicación de algún lente permeable por debajo de la excavación, y c) magnitudes de presión de poro considerables en los lentes permeables; condiciones que pueden ser medidas mediante instrumentos geotécnicos. La subpresión es uno de los comportamientos que deben tenerse en consideración, por ejemplo, en el diseño de excavaciones y la construcción de túneles.

A continuación se comentara con mayor detalle las teorías que rigen el comportamiento de consolidación en suelos y hundimiento regional así como la estabilidad de taludes, por ser los mecanismos que rigen el comportamiento en suelos y rocas para los casos prácticos que se comentarán en el capítulo V.

Los resultados que se obtengan con la aplicación de las teorías propuestas, deberán siempre verse con el debido criterio y sobre todo ajustándose a la experiencia. Con la aplicación de las teorías en uso, el ingeniero civil logra en la mayoría de los casos, una

estimación bastante aproximada de los fenómenos reales, de manera que le es posible trabajar sus proyectos con factores de seguridad aceptables.

I.2 HUNDIMIENTO REGIONAL

Hundimiento Regional en la Cuenca de México.

En la ciudad de México es notable el fenómeno de hundimiento regional provocado principalmente por: a) el bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable, b) el efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales, c) el peso de las estructuras, y d) el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones. En la actualidad las causas antes mencionadas y las propiedades índice y mecánicas del suelo son variables de unos puntos a otros de la ciudad, lo que da origen a lo que conocemos como hundimientos diferenciales.

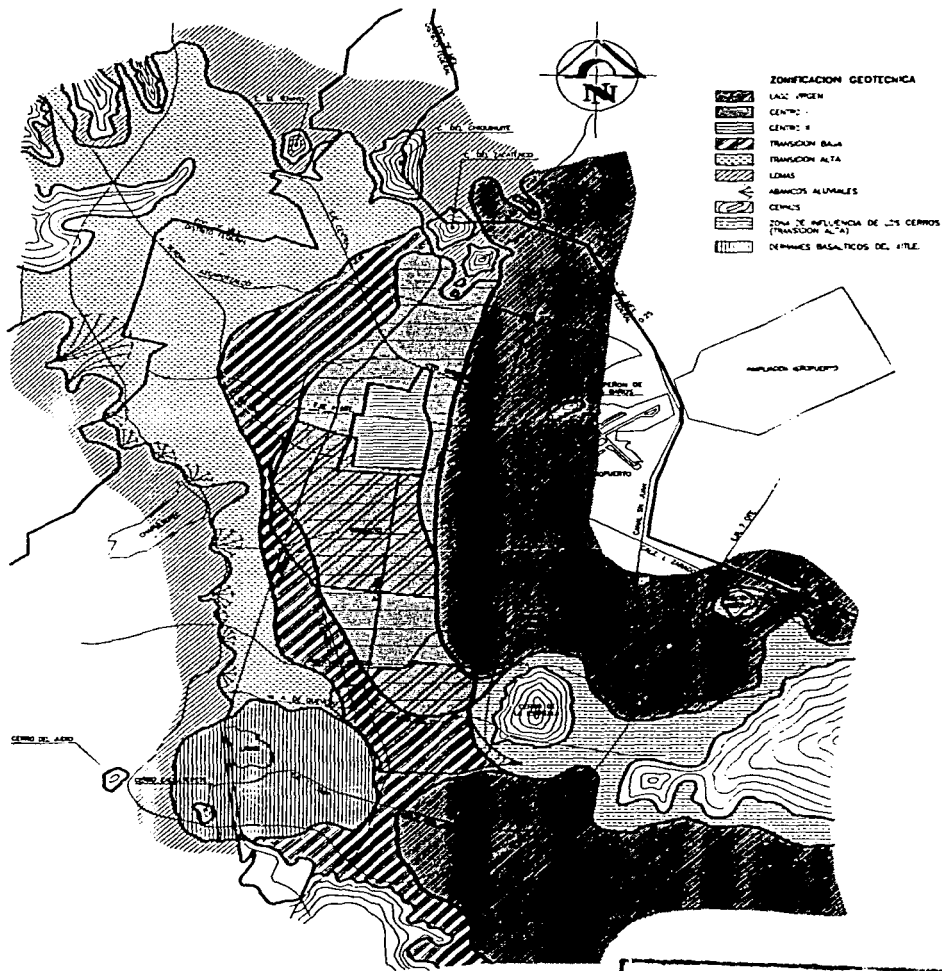
Geología Regional.

Uno de los aspectos importantes para conocer las condiciones y propiedades del subsuelo, así como para formular juicios adecuados referentes al origen del hundimiento regional, es el marco geológico de la Cuenca de México.

Con la obstrucción del patrón de drenaje hacia la cuenca hidrológica del alto Lerma a finales del período terciario y principios del cuaternario, por el emplazamiento de un potente espesor de rocas volcánicas al sur de la Cuenca de México, lo que hoy conforma la Sierra Chichinautzin, se creó una cuenca cerrada de tipo endorréico que con el transcurso del tiempo se ha venido rellenando, primeramente por depósitos aluviales y volcánicos provenientes de aparatos volcánicos activos de esa época y algunos depósitos evaporíticos como son anhidritas y yeso, posteriormente por materiales arcillosos depositados en un ambiente lacustre provenientes de la erosión de las partes altas de la cuenca, además de partículas de tamaño de ceniza volcánica derivadas de la actividad tanto de aparatos volcánicos situados en las sierras mayores como elementos aislados que existen en la planicie lacustre.

Con base a las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos lacustres, aluviales y volcánicos de la Cuenca de México se ha definido la zonificación geotécnica que se muestra en la Fig. I.1 y que comprende tres grandes áreas.

La Zona de Lomas o zona I, llamada así por desarrollarse en parte en las últimas estribaciones de la Sierra de las Cruces, está constituida por terrenos compactos, areno-limosos, con alto contenido de grava unas veces y con tobas pumíticas bien cementadas en otros casos; por algunas partes esta zona invade los derrames basálticos del Pedregal.



- ZONIFICACION GEOTECNICA
- CENTRO I
 - CENTRO II
 - TRANSICION BAJA
 - TRANSICION ALTA
 - LEÑAS
 - ABANCOS ALLUVIALES
 - CERROS
 - ZONA DE INFLUENCIA DE LOS CERROS (TRANSICION ALTA)
 - DEPÓSITOS BASÁLTICOS DE ATLÉ

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

FIG.- 1.1 ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO

La Zona de Transición o zona II, que se localiza entre las serranías del poniente y el fondo del antiguo Lago de Texcoco, en donde las condiciones del subsuelo desde el punto de vista estratigráfico varían considerablemente de un punto a otro. En general aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos orgánicos, cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables, con intercalaciones de arenas limosas o limpias, compactas; todo el conjunto sobreyace sobre mantos potentes, predominantemente de arena y grava.

La Zona del Lago o zona III, llamada así por corresponder a los terrenos que constituyeron al antiguo lago de Texcoco. Un corte estratigráfico típico en esta zona muestra los siguientes estratos:

- a) Depósitos areno-arcillosos o limosos, o bien rellenos artificiales de hasta 10 metros de espesor.
- b) Arcillas de origen volcánico, altamente compresibles, con intercalaciones de arena en pequeñas capas o lentes.
- c) La primera capa dura, de unos 3 metros de espesor, constituida por materiales arcillo-arenosos o limo-arcillosos muy compactos. Esta capa suele localizarse a una profundidad del orden de 33 m.
- d) Arcillas volcánicas de características semejantes a las del inciso b), aunque de estructuración más cerrada.
- e) Estratos alternados de arena con grava y limo o arcilla arenosa.

En algunos lugares, a partir de los 65 metros, se ha encontrado un tercer manto arcilloso compresible.

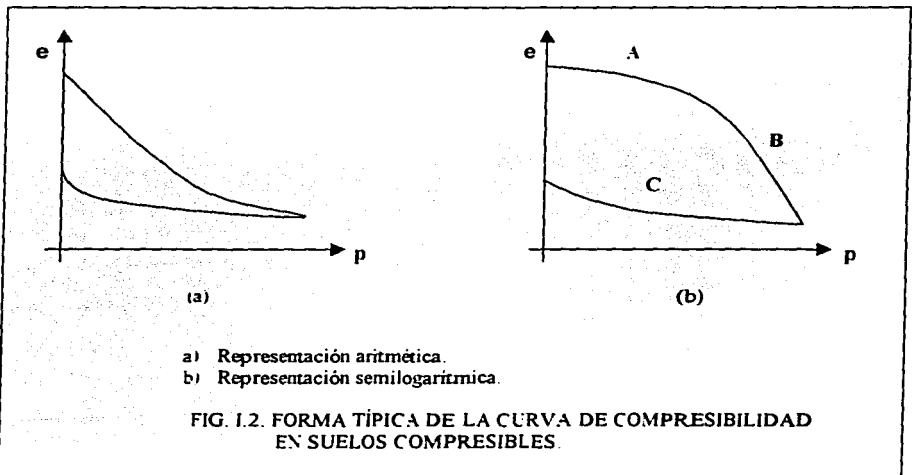
Una causa importante que provoca diferente comportamiento mecánico en el suelo correspondiente a la zona III, radica en la presencia de antiguos monumentos aztecas y/o coloniales que han inducido fuerte preconsolidación en sitios determinados; otra causa del diferente comportamiento mecánico es el bombeo disperejo en intensidad en los distintos puntos de la ciudad. Con base en estos criterios, la Zona del Lago ha sido subdividida en dos. La subzona centro I es aquella parte de la ciudad que no fue antes cargada con construcciones prehispánicas y que por lo tanto, presenta mayor homogeneidad en las propiedades mecánicas del suelo. La subzona centro II que comprende lo que fue la antigua ciudad y en ella son frecuentes las diferencias por preconsolidación, notorias aún dentro de los límites de un mismo predio como es el caso del inmueble denominado Ex - Hospital de Betlemitas, ubicado en la esquina que forman las calles de Tacuba y Bolívar en el centro histórico de la ciudad de México, en este lugar se manifiesta el problema de los asentamientos diferenciales, caso que será expuesto en el capítulo V.

Teoría de Consolidación.

Uno de los aspectos que rigen el comportamiento en suelos finos es la consolidación, por ello a continuación se presenta brevemente los conceptos teóricos para entender este proceso de deformación en suelos, si se desea conocer más acerca del tema es recomendable revisar las referencias indicadas al final de este trabajo escrito.

Para suelos finos compresibles como los de la Zona del Lago en la ciudad de México, la magnitud de los asentamientos y el tiempo para que ocurran pueden estimarse con buena aproximación utilizando la Teoría de la Compresibilidad de Terzaghi, siempre y cuando se disponga de buena información de las propiedades del suelo y para ello una de las pruebas que aportan valiosa información referente a las características de compresibilidad es la prueba de consolidación unidimensional, que permite obtener una curva de compresibilidad de esfuerzos efectivos contra relación de vacíos o deformación unitaria y por otra parte las curvas de consolidación, deformación contra tiempo.

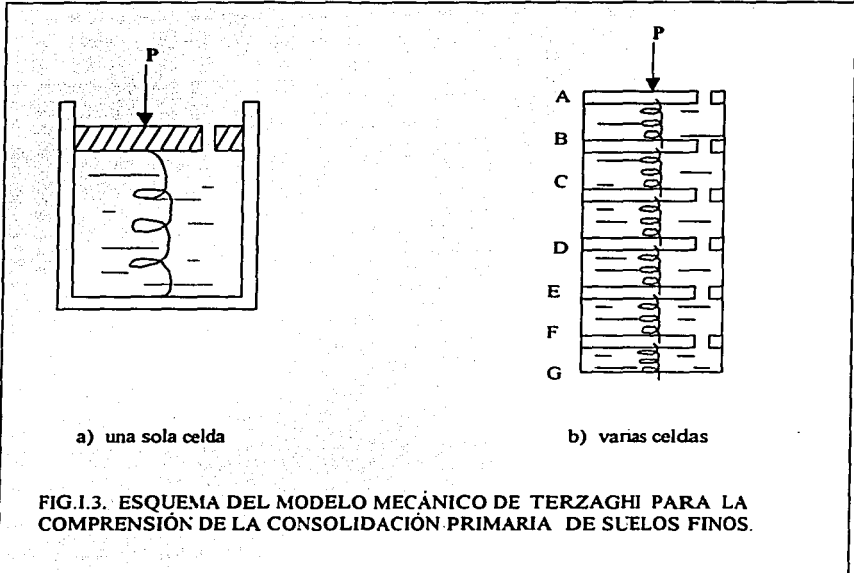
Los resultados de las pruebas de consolidación se presentan en forma gráfica en curvas de compresibilidad relación de vacíos contra esfuerzos efectivos (e vs p) en escala logarítmica y en algunos casos conviene dibujarla a escala aritmética, en la Fig. 1.2 se muestra la forma típica de la curva de compresibilidad en suelos compresibles.



El tramo A de la curva de compresibilidad comúnmente se llama "tramo de recompresión", el tramo B "tramo virgen" y el C "tramo de descarga". El tramo A de la curva se extiende hasta la máxima presión a que se haya cargado el suelo en épocas anteriores, el tramo B resulta al aplicar al suelo presiones nunca antes soportadas, mientras que el tramo C representa la relación de vacíos existentes en el suelo ante un efecto de descarga.

Antes de definir los parámetros y la expresión que permite predecir la magnitud de los asentamientos, conviene hacer hincapié en el modelo reológico de Terzaghi, el cual permite obtener una concepción objetiva del proceso de consolidación unidimensional en suelos finos.

Si se considera un cilindro como el mostrado en la Fig. 1.3(a) provisto de un pistón sin fricción con un orificio en él y soportado por un resorte unido al fondo del cilindro, el cual contiene un fluido incompresible en todo su volumen, se puede presentar el siguiente caso; al aplicar sobre el pistón una carga P manteniendo el orificio herméticamente cerrado, resulta claro que el resorte no se deforma, pues no se presenta una disminución de volumen debido a que el fluido es incompresible, soportando éste toda la carga. Si se aplica la carga y el orificio se encuentra abierto, se genera un gradiente por una diferencia de presiones entre el interior y el exterior del cilindro inducida por la aplicación de P , ocasionando la salida de agua a través del orificio y permitiendo la deformación del resorte que tomará la carga de acuerdo con la Ley de Hooke. De la misma forma si se considera una serie de cilindros comunicados como en la Fig. 1.3(b), al aplicar la carga en A el comportamiento de esta celda será el anteriormente descrito, registrándose una disminución en la presión del fluido por efecto de su salida, ocasionando a su vez una diferencia de presiones entre esta celda y la subsecuente, generando un flujo de B a A repitiéndose el proceso en las celdas inferiores hasta que la carga P sea soportada totalmente por los resortes.



De lo anterior puede hacerse una analogía entre el modelo y la estructura del suelo, en donde las partículas sólidas pueden considerarse representadas por los resortes. El agua intersticial libre por el fluido incompresible y los canaliculos capilares, por los orificios del pistón.

Si ahora consideramos un estrato de suelo saturado en el cual el agua sólo puede drenarse por la frontera superior y que ha estado sujeto a una presión p_1 durante el tiempo suficiente para consolidarse bajo esa presión y se le aplica un incremento de presión Δp , la presión total del estrato será $p_2 = p_1 + \Delta p$. Inmediatamente después de aplicar el incremento de carga, Δp será soportada completamente por el agua intersticial, que adquirirá por lo tanto una presión (u) en exceso de la hidrostática. Después de un tiempo habrá escapado cierta cantidad de agua por la superficie superior y por consiguiente el exceso de presión hidrostática habrá disminuido y parte de la carga (Δp) habrá sido transferida a la estructura sólida del suelo.

Así se tiene que $\Delta p = \Delta p + u$

consecuentemente $\Delta p = \Delta p - u$, que es la expresión que representa el progreso del fenómeno de la consolidación unidimensional.

La consolidación es esencialmente un problema de flujo de agua no establecido a través de una masa porosa, en donde se establecen dos hipótesis importantes. La primera de ellas indica que tanto el agua como las partículas de suelo son totalmente incompresibles, la segunda considera que el agua llena totalmente los vacíos del suelo, es decir, que el suelo está totalmente saturado. De lo anterior se tiene que la diferencia entre la cantidad de agua que entra y sale de una masa de suelo en un cierto tiempo, debe ser igual al cambio de volumen (compresión o expansión) en esa masa de suelo en el mismo tiempo.

A continuación se describen los parámetros importantes para deducir la ecuación de la consolidación unidimensional.

Coefficiente de Compresibilidad (a_v). En sentido matemático este concepto se define como $a_v = \Delta e / \Delta p$ y que teniendo en cuenta la curva de compresibilidad en escala aritmética representa la pendiente de la curva en cualquiera de sus puntos. El valor de a_v depende de la presión actuante sobre el suelo y no es una constante del mismo. Físicamente a_v mide la razón de variación de la relación de vacíos con la presión: un a_v alto en magnitud caracteriza a un suelo muy compresible, mientras que uno bajo es propio de un suelo no susceptible de grandes deformaciones volumétricas, cuando aumenta la presión.

Coefficiente de Variación Volumétrica (m_v). Definido por la expresión $m_v = a_v / (1 + e)$ que físicamente expresa la compresibilidad del suelo relacionándola con su volumen inicial.

Coefficiente de Consolidación (C_v). Es un parámetro que permite estimar el tiempo necesario para alcanzar diferentes grados de consolidación.

Se define como $C_v = k(1 + e_m) / a_v \gamma_w$ donde;

k .- coeficiente de permeabilidad

e_m .- relación de vacíos media

γ_w .- peso volumétrico del agua.

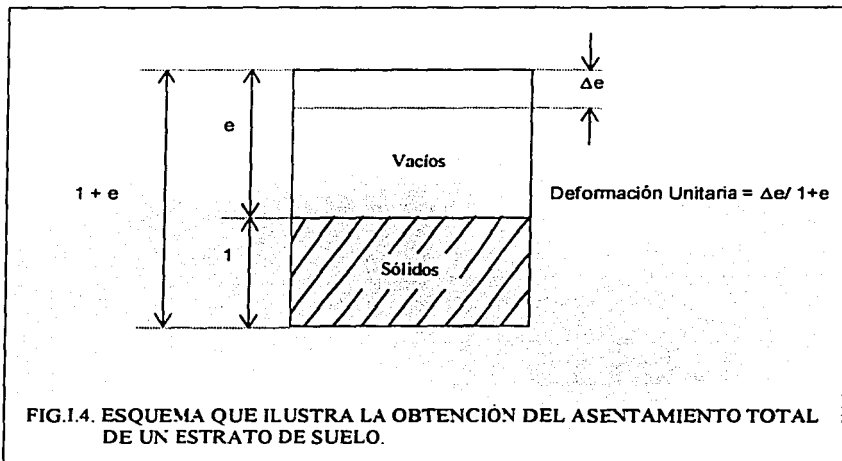
Grado de Consolidación U_z (%). También se conoce como porcentaje de consolidación y se define como la relación entre la consolidación que ha tenido lugar en una muestra de suelo en un instante t a una profundidad z y la consolidación total que ha de producirse bajo el incremento de carga impuesto. El grado o porcentaje medio de consolidación U (%) para un estrato completo considerado en el instante t , se define como la relación entre la consolidación que ha tenido lugar en ese tiempo y la total que deba de producirse.

$$U_z(\%) = 100 (\Delta p - u) / \Delta p = (1 - u / \Delta p) 100$$

Factor Tiempo (T). Es un término abstracto y es función de las constantes físicas del complejo suelo-agua que determinan el proceso de consolidación.

$$T = Cv t / H^2 = k(1 + e_m) / av \gamma_w t / H^2$$

El asentamiento total primario de un estrato de arcilla de espesor H , asociado al proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical, inducido por una sobrecarga Δp , aplicada en su superficie puede determinarse a partir de los datos de la prueba de consolidación y del esquema de la Fig. 1.4.



Si Δe representa la disminución de espesor de una muestra de suelo en donde su espesor total es $1+e$, análogamente para un estrato de espesor H se tiene que:

$$\Delta H = (\Delta e / 1 + e) H \quad \text{donde;}$$

ΔH es la disminución de espesor total del estrato, donde H es siempre el espesor del estrato.

Considerando los parámetros antes mencionados ΔH puede expresarse como:

$$\Delta H = av / (1 + e) \Delta p \cdot H = mv \Delta p H$$

Por otra parte el asentamiento en un tiempo t , S_t es igual al asentamiento total que ha de producirse, multiplicado por el grado de consolidación que el estrato ha alcanzado en ese tiempo.

$$St = \Delta H (U(\%)/100) = mv\Delta p H^*(U(\%)/100)$$

Esta expresión es fundamental en muchos problemas de la ingeniería práctica, pero requiere previamente la determinación del coeficiente de consolidación del suelo C_v , pues en la ecuación $U(\%)$ es función del factor tiempo.

Se observa también de la ecuación que el asentamiento va siendo proporcional al grado de consolidación, por lo que pueden tabularse los valores del asentamiento que corresponden a distintos tiempos, según evoluciona el fenómeno de consolidación.

Algunos investigadores han realizado estudios teóricos con base en la Teoría de la Consolidación Unidimensional con flujo vertical de Terzaghi para comprender el problema de hundimiento regional y para ello se ha requerido considerar las diferentes condiciones de flujo y de presión en el agua; por ejemplo en el Valle de México donde existen formaciones variadas con uno, dos y hasta tres estratos compresibles y donde el abatimiento de presiones de los acuíferos por efectos del bombeo es variable. se han desarrollado diversas posibilidades y combinaciones de las condiciones anteriores que plantean teóricamente el problema del hundimiento.

Marsal y Mazari son dos investigadores que han realizado estudios del fenómeno de hundimiento en la Cuenca de México y han comparado las diferentes soluciones teóricas con los resultados prácticos obtenidos en diferentes puntos de la Cuenca. En general señalan discrepancias considerables, tanto en las estimaciones que pueden establecerse sobre la evaluación de niveles piezométricos, como magnitudes de los asentamientos con el tiempo. Los resultados prácticos medidos en los diferentes puntos de la Cuenca de México han sido obtenidos a través de nivelaciones topográficas y lecturas de niveles piezométricos que constituyen algunos elementos de instrumentación geotécnica, y que el hablar de ellos es el objetivo principal de esta tesis. Los investigadores atribuyen las discrepancias a la erraticidad de las propiedades mecánicas del suelo, obtenidas en las pruebas de resistencia y consolidación, las alteraciones del muestreo, los cambios estratigráficos, las condiciones causadas por el bombeo de agua y la incidencia de construcciones: sin embargo, la Teoría de Consolidación Unidimensional con flujo vertical de Terzaghi se verifica y es satisfactoria para conocer y comprender el fenómeno de hundimiento.

Consolidación Secundaria.

La consolidación secundaria, es un fenómeno de flujo viscoso. El efecto se atribuye generalmente, al deslizamiento progresivo diferido en el tiempo, entre las partículas del material que se reacomoda, tendiendo a estados más compactos, para adaptarse a la nueva condición de carga. Posiblemente puede contribuir también alguna clase de flujo plástico de las partículas laminares constitutivas de los suelos arcillosos. Cuando las deformaciones plásticas de las partículas aisladas o los deslizamientos relativos entre ellas se hacen comparables a la velocidad de expulsión del agua de volumen decreciente de los vacíos entre las partículas, es cuando el efecto se hace notable y esto se refleja en las curvas de consolidación, que se muestra en la Fig. 1.5, dando lugar al tramo final típico, sensiblemente recto en trazado semilogarítmico.

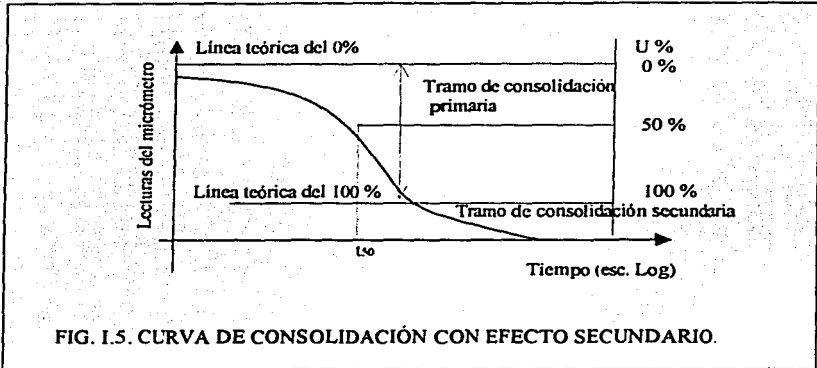


FIG. I.5. CURVA DE CONSOLIDACIÓN CON EFECTO SECUNDARIO.

El efecto de consolidación secundaria, depende de varios factores que se discutirán brevemente a continuación.

La intensidad del efecto secundario a lo largo del tramo virgen de la curva de compresibilidad, es decir, cuando actúan presiones que el material nunca soportó anteriormente, es relativamente grande para suelos inalterados. Durante un proceso de descarga, por el contrario, el efecto secundario es generalmente despreciable. A lo largo del tramo de recompresión la intensidad del efecto secundario es normalmente del orden de un tercio de las intensidades observadas bajo las presiones correspondientes al tramo virgen.

Puesto que la compresión secundaria representa esencialmente un reajuste adicional de la estructura interna del suelo después de que la mayor parte de la carga ha sido transferida del agua a la materia sólida, debe esperarse que las velocidades de esta compresión secundaria dependan del esfuerzo efectivo, siendo independientes de la magnitud del incremento precedente de carga aplicado para alcanzar ese esfuerzo efectivo y del espesor del estrato de suelo.

Cuando se investigan los asentamientos de estructuras que descansan sobre mantos profundos de arcillas inorgánicas, la compresión secundaria es de escasa significación práctica, ya que la primaria puede necesitar varias décadas para desarrollarse. La velocidad y asentamiento tras un período de tal magnitud se reduce a un valor tan pequeño, que suele carecer de importancia ingenieril.

Para suelos altamente orgánicos y bastante porosos, la compresión primaria ocurre normalmente en forma simultánea con la aplicación de las cargas, por lo tanto en caso de desplazar estructuras en este tipo de suelos como la turba será necesario prestar

especial importancia a la consolidación secundaria, pues el asentamiento se deberá a ella, casi en su totalidad.

Expansiones a largo plazo.

En muchos problemas prácticos, principalmente en lo que toca a aquellos casos en que el suelo es descargado, como lo es en estructuras sobrecompensadas, es de interés poder determinar las expansiones que se generan. Esencialmente el problema es parecido al de cálculo de asentamientos; sin embargo, la expansión presenta algunas peculiaridades.

El proceso de expansión se analiza como en el caso de consolidación, en donde se considera un cambio de volumen unidimensional y el flujo de agua vertical. Por lo tanto los datos obtenidos del tramo de descarga de una prueba de consolidación son en principio aplicables. Los conceptos av , mv , y Cv de la teoría unidimensional de la consolidación tienen sus correspondientes conceptos análogos avs , mvs , y Cvs para la descarga.

Como consecuencia de la superposición de efectos entre el hundimiento regional y las expansiones a consecuencia de estructuras sobrecompensadas llegan a manifestarse deformaciones verticales de considerable magnitud entre algunos puntos de la superficie de las formaciones naturales.

I.3 FALLA EN TALUDES.

Un problema geotécnico común a resolver en la construcción de obras civiles es el referente a la estabilidad de taludes, que pueden ser naturales o artificiales. Puesto que en algunos casos se tiene la necesidad de conformar o en su caso adaptar la topografía del terreno a los requerimientos geométricos del proyecto.

Se entiende por talud a la superficie inclinada respecto a un plano horizontal que haya de adoptar permanentemente o temporalmente las estructuras de tierra, ya sea en forma natural como las laderas de un cerro o bien artificial como los terraplenes, excavaciones, etc. El diseño de taludes requiere de un análisis cualitativo y cuantitativo de las propiedades mecánicas de la formación natural para determinar su estabilidad, apoyado en la aplicación de varias teorías que en su conjunto toman en cuenta el modelo básico de equilibrio de fuerzas, aunado a esto se requiere el conocimiento de las propiedades mecánicas e hidráulicas de los estratos de suelo. Las partes que constituyen un talud se han clasificado convencionalmente en: corona, cuerpo, base, altura, ángulo de inclinación y talud propiamente dicho, tal como lo muestra la Fig. 1.6. En general, el ángulo de inclinación es uno de los principales parámetros a considerar en el diseño final, pero se debe tomar en cuenta que debido a las diferencias geológico-estructurales que se encuentran en una distancia corta del mismo terreno será necesario diseñar taludes con diferentes ángulos de inclinación y altura.

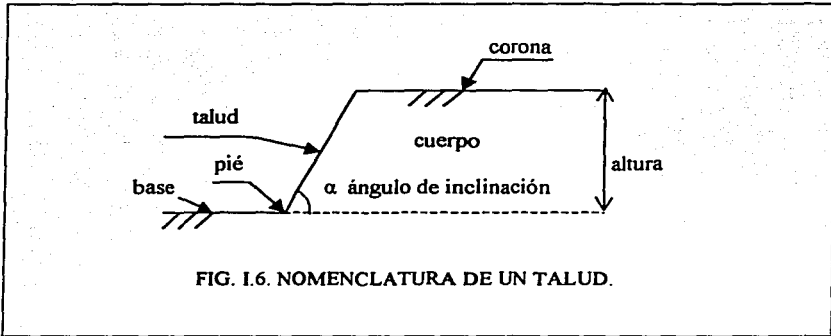


FIG. I.6. NOMENCLATURA DE UN TALUD.

Los métodos más usuales para el diseño de taludes en suelos, difieren respecto al de rocas, como veremos más adelante en este capítulo, sin embargo ambos coinciden en suponer un mecanismo de falla y aplicar a tal mecanismo, los criterios de resistencia del material, con la finalidad de analizar si existe o no la posibilidad de que el mecanismo supuesto llegue a presentarse, esto se resume generalmente en el cálculo del factor de seguridad (F.S) cuyo valor debe ser al menos igual a 1.5 en el caso de suelos, para garantizar su estabilidad.

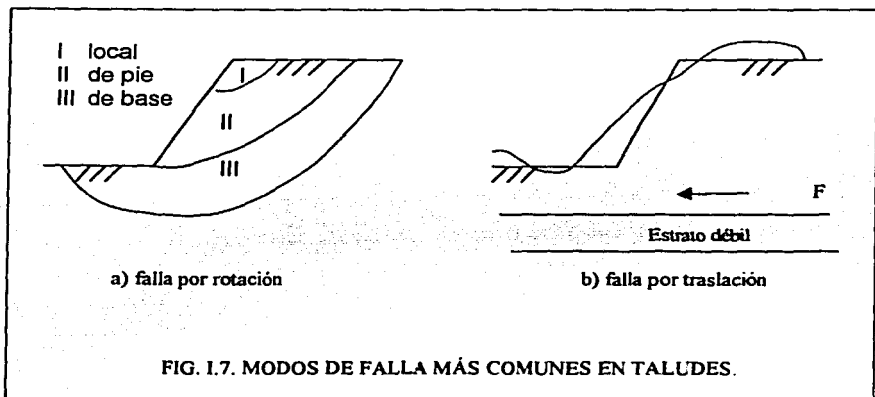
Con el propósito de entender mejor los mecanismos de falla en taludes, a continuación se describen brevemente los tipos de falla más comunes tanto en suelos como en rocas.

Falla de taludes en suelos.

- a) *Falla por deslizamiento superficial.* Se presenta en taludes que están expuestos a la acción de agentes naturales como lluvias, viento, hielo, etc., que provocan que las partículas y porciones de suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo a causa de falta de presión confinante. Como consecuencia la zona crítica queda expuesta a un flujo viscoso hacia abajo que generalmente se desarrolla con extraordinaria lentitud. El desequilibrio puede ser originado por las siguientes causas: incremento de la carga en la corona del talud, disminución de la resistencia al esfuerzo cortante en el interior de la masa de suelo, conformación geológica desfavorable. El fenómeno es muy frecuente y peligroso en laderas naturales y en ocasiones es tan extenso que conviene cambiar el sitio de construcción por otro si fuese factible. En ocasiones este deslizamiento llega a ser profundo, produciendo verdaderas superficies de falla, y generando grandes deslizamientos de tierras. La mayor parte de este tipo de movimientos está asociado a fallas geológicas y condiciones estratigráficas desfavorables, además la presencia de agua en el interior del suelo ocasiona

que se incrementen los esfuerzos y por ende el movimiento de falla. Un caso frecuente de deslizamiento de taludes es el que aparece en laderas formadas por depósitos apoyados sobre otros materiales firmes que siguen más o menos la inclinación de la ladera.

- b) *Falla por movimiento del cuerpo del talud.* Se produce por movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo y se clasifican en dos tipos: Falla por rotación, con superficie de falla circular, se divide en falla local, por pié de talud y falla de la base. La simulación de este tipo es la más usada en el diseño de taludes. Ver Fig. 1.7 (a) y falla por traslación, con superficie de falla plana, que ocurre a lo largo de superficies débiles generalmente horizontales. Ver Fig. 1.7 (b).



- c) *Falla por flujo del material.* Este tipo de falla consiste en movimientos más o menos rápidos en zonas localizadas que se asemejan al flujo de un líquido viscoso. No existe en sí una superficie de falla bien definida, ocurre en formaciones no cementadas tanto en materiales secos como en húmedos.
- d) *Falla por erosión.* Son fallas de tipo superficial provocadas por arrastre del material por efecto del agua, viento, etc., incrementándose cuanto más inclinado sea el talud, es por lo tanto un fenómeno difícil de cuantificar.
- e) *Fallas por licuación.* Ocurre cuando en la zona de deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una consistencia firme a suspensión con pérdida total de resistencia al esfuerzo cortante.

Métodos de análisis de estabilidad de taludes en suelos.

Existen en la bibliografía varios métodos para calcular la estabilidad de un talud en suelos, como ejemplo tenemos: el método sueco, la espiral logarítmica, el de Taylor, Jambú y la ecuación de Kotter, entre otros. Sin embargo el de mayor uso en la práctica es el método sueco, por ello a continuación lo describiremos para su aplicación a suelos puramente cohesivos y cohesivos-friccionantes.

Método Sueco.

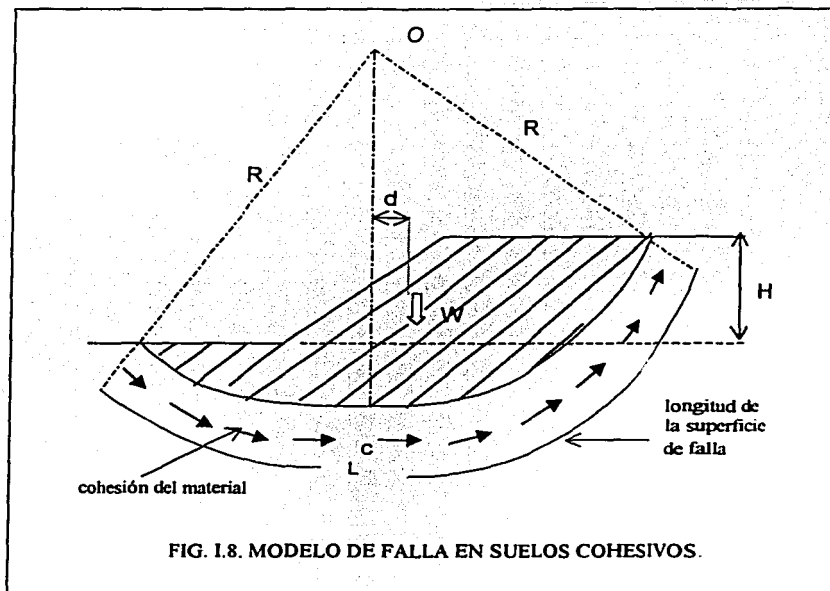
En este método se incluyen todos los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes que consideran superficies de falla cilíndricas. Es importante mencionar las hipótesis utilizadas en la aplicación de este método.

- Superficie potencial de falla cilíndrica
- Análisis basado en deformación plana
- Es válida la resistencia de Mohr-Coulomb
- La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie de deslizamiento
- El factor de seguridad se define como la relación que guarda la resistencia promedio al corte a lo largo de la superficie de falla y el esfuerzo cortante necesario para el equilibrio de dicha superficie.

Según el tipo de suelo se aplicarán algunos de los siguientes casos:

a) Criterio en suelos puramente cohesivos.

Son aquellos en donde el ángulo de fricción interna se considera nulo, no así la cohesión ($\phi=0$ y $c\neq 0$). Su ley de resistencia al esfuerzo cortante (s) está dada por: $s=c$, donde c es la cohesión del material. Si observamos la Fig. 1.8 correspondiente al modelo de suelos cohesivos del Dr. A. Casagrande, podemos observar que la resistencia del suelo está dada por la cohesión del material a lo largo de toda la superficie de falla y que se considera como un arco de circunferencia de centro en O y radio R . La masa del talud (superficie rayada) se desplazará si las fuerzas actuantes superan en magnitud a las resistentes. Las fuerzas actuantes o motoras son el peso de la masa de suelo conformada por la superficie cilíndrica (considerando un espesor de talud de magnitud unitaria en la dirección normal a la hoja) más cualquier sobrecarga que pudiera actuar en la corona.



El momento motor tomado a partir del eje en "O" será :

$$M_m = Wd$$

y las fuerzas que se oponen al deslizamiento son los efectos de la cohesión a lo largo de toda la superficie de falla (L) considerada como un momento resistente, donde R es el radio de la superficie hipotética de falla.

$$M_r = cLR$$

en el instante de la falla incipiente:

$$M_m = M_r$$

por lo tanto, en general:

$$\Sigma Wd = cLR$$

con lo anterior se define el factor de seguridad como:

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m}$$

entonces sustituyendo los valores anteriores se tiene:

$$F.S. = \frac{cLR}{\Sigma Wd}$$

Un factor de seguridad mayor a 1.5 responde razonablemente a la condición de estabilidad del talud.

Debido a que el factor de seguridad puede resultar menor a 1.5 habrá que suponer otras superficies de falla, esto hace que el método se convierta en tanteos. Resulta recomendable encontrar primero el círculo crítico de los que pasen por el pie del talud y después el crítico en la base, el círculo más crítico del talud será el más desfavorable de los dos.

b) Criterio en suelos cohesivos-friccionantes. Método de Fellenius.

El método es debido a Fellenius y se conoce como el de las "dovelas" y está basado en la condición de suelos con cohesión y fricción ($\phi \neq 0$ y $c \neq 0$). El análisis puede hacerse con esfuerzos totales ó con esfuerzos efectivos.

Para el caso de esfuerzos totales se considera que la ley de resistencia al esfuerzo cortante es del tipo: $s = c + \sigma \tan \phi$

Donde:

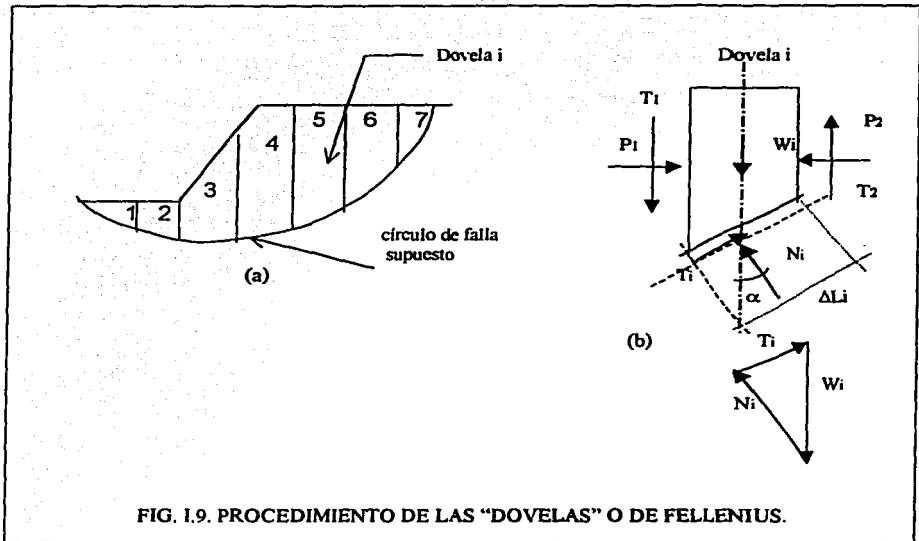
s = resistencia al esfuerzo cortante (ton/m²)

c = cohesión (Ton/m²)

σ = esfuerzo total (Ton/m²)

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo (°)

El método propone un círculo de falla y éste se divide en dovelas como se muestra en la Fig. 1.9 (a). A mayor número de dovelas se tendrán resultados más confiables. El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en el diagrama de cuerpo libre de la Fig. 1.9 (b).



En donde:

W_i = peso de cada dovela de espesor unitario (Ton)

N_i y T_i = reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de falla (Ton)

ΔL_i = superficie de falla unitaria (m)

P_1 y P_2 = fuerzas normales (Ton)

T_1 y T_2 = Fuerzas tangenciales (Ton)

El momento motor es debido al peso de las dovelas y se calcula como: $M_m = R \sum [T_i]$

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante S_i , que se desarrolla en cada dovela: $M_r = R \sum S_i \Delta L_i$

Con estos momentos podemos calcular el factor de seguridad de la siguiente manera:

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} ; \quad F.S. = \frac{\sum S_i \Delta L_i}{\sum T_i}$$

La experiencia ha demostrado que un talud con $F.S. > 1.5$ es estable aplicado a la base y al pié del mismo.

Para el caso de esfuerzos efectivos, el análisis se hace tomando el valor de los esfuerzos obtenidos de una prueba triaxial lenta y el modelo aplicable es semejante al anterior: $s=c+\sigma \tan \Phi$

Fellenius plantea dos métodos para obtener el esfuerzo efectivo en cada dovela (σ_i), cada uno de los cuales supone lo siguiente:

En el primer método se acepta que horizontalmente hay tensión en la estructura del suelo ($P_h=-u$) y en el segundo al manejar sólo presiones efectivas, se está implicando que la presión efectiva horizontal es nula ($p_h=0$), a la vez que se establece implícitamente que la presión horizontal en el agua es igual a la vertical (u) como realmente tiene que suceder.

Sea cual sea el método que se emplee para evaluar σ_i , una vez obtenido este valor, podrá llegarse al momento resistente correspondiente a toda la superficie de deslizamiento por medio de la siguiente expresión: $M_r = R \sum S_i \Delta L_i$, donde S_i se ha obtenido de la envolvente de resistencia en términos de esfuerzos efectivos, mientras que el momento motor se obtiene con el peso total de las dovelas (peso del suelo más agua) : $M_m = R \sum W_i \sin \alpha$

Si existe un tirante de agua en la parte exterior del talud debe tenerse en cuenta que bajo dicho nivel, el agua está en condición de equilibrio dentro y fuera del talud y no ejerce efecto motor; en ese caso el momento motor sería: $M_m = R \sum (W_i - z b \gamma_w) \sin \alpha$

Donde:

z = desnivel del agua fuera del talud y la base de cada dovela (m)

b = ancho de cada dovela (m)

α = ángulo entre N_i y W_i ($^\circ$)

γ_w = peso volumétrico del agua (Ton/m^3)

Por lo que el factor de seguridad se define igual: $F.S = \frac{M_r}{M_m}$

Falla de taludes en rocas.

El comportamiento de las rocas bajo la acción de cargas estáticas y dinámicas depende directamente de las propiedades físicas y mecánicas de estos materiales, es por ello que el análisis de estabilidad de taludes en rocas difiere respecto al de suelos, puesto que los factores que determinan la falla de un macizo rocoso son fundamentalmente debidas a su carácter discontinuo.

Las discontinuidades de las rocas como son: fisuras, planos de debilidad, fracturas, fallas geológicas, planos de estratificación, oquedades, etc., afectan en forma negativa el comportamiento mecánico e hidráulico de la roca. Cabe mencionar que la permeabilidad, la compresibilidad, la isotropía y la resistencia de un macizo rocoso

está esencialmente regido por dichas discontinuidades. También influyen otros factores externos como la sobrecarga en la superficie, el clima ó el procedimiento constructivo empleado en ese momento. El conocimiento de las propiedades de las rocas es indispensable para lograr diseños seguros y económicos.

Al igual que en suelos, los macizos rocosos presentan patrones de comportamiento que se clasifican en diversos modelos de falla. Existen algunos que generalizan los posibles movimientos de masas que se presentan en la construcción ó revisión de un talud, cada uno de estos patrones va a depender directamente de las condiciones físicas y mecánicas del terreno y de los esfuerzos a que está sujeto éste. Así, se puede hablar de algunos casos generales de falla tales como:

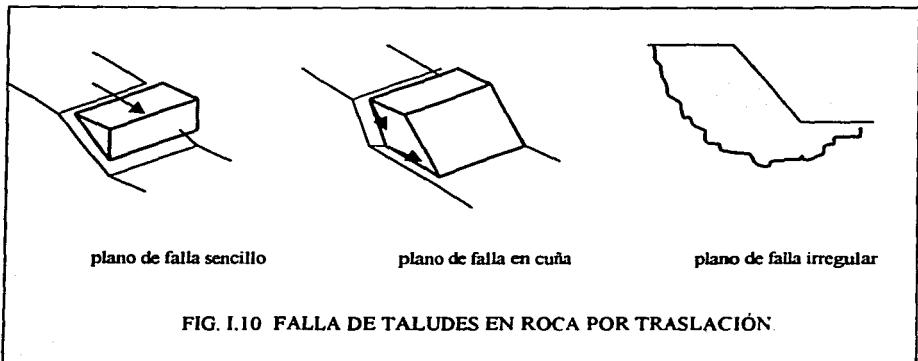
a) *Fallas por traslación*

Este tipo de falla se caracteriza por la existencia de un desplazamiento del macizo rocoso sobre planos rectos ó sensiblemente rectos, la principal fuerza que actúa sobre los bloques es la gravedad y en algunos casos el empuje del agua.

La falla se lleva a cabo sobre planos de debilidad como son: discontinuidades geológicas, estratos de material viscoso ó bien en las partes próximas a la superficie del talud. El desequilibrio sucede generalmente por el aumento en las cargas ó por efecto de la erosión del terreno.

Desde el punto de vista de la mecánica de rocas, existen tres modelos generales de falla por traslación que se clasifican como sigue y que se muestran en la Fig. I.10.

- Plano de falla sencillo (caso más general)
- Plano de falla en cuña
- Plano de falla irregular



b) Fallas por rotación.

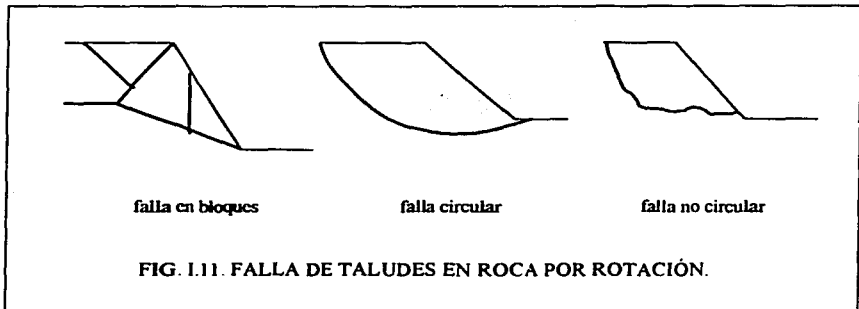
Este tipo de fallas se caracterizan por un movimiento de rotación (desplazamiento angular) del bloque activado a través de un eje relativamente bien definido. Además de la fuerza de gravedad también intervienen las fuerzas de cohesión y fricción existentes en el terreno.

En algunos casos la falla se sucede a través de planos de debilidad como son estratos ó juntas, pero también se dan por la falta de resistencia al esfuerzo cortante del macizo rocoso que conforma el talud. Las fallas por rotación pueden afectar al talud en forma general ó parcial.

Tres son los modelos principales que describen este tipo de movimiento:

- Fallas en bloques (fracturamiento)
- Fallas circulares
- Fallas no circulares

En la Fig. I.11 se muestran los modelos de falla más comunes en rocas por rotación.



Métodos de análisis de taludes en rocas.

Tradicionalmente la estabilidad de taludes ha sido analizada usando distintas técnicas, pero en general los resultados se expresan en términos de un factor de seguridad aunque en fechas más recientes se ha aceptado otra manera de expresar la estabilidad de un talud y ésta es en términos de la probabilidad de que se presente una falla.

Existen muchos criterios para analizar la estabilidad de un talud en roca, sin embargo mencionaremos a continuación cuatro de los más usados en el campo de la ingeniería. Estos métodos se pueden combinar ó usar por separado para lograr una mejor interpretación del fenómeno.

A continuación se describen de manera resumida cada uno de los cuatro métodos, si se requiere el análisis de la justificación de los modelos matemáticos planteados, recomendamos referirse a la bibliografía mencionada al final de este trabajo.

a) Método del Equilibrio Límite.

Este método se aplica para analizar la estabilidad de un macizo rocoso a través de planos de discontinuidades localizadas con anterioridad, estos planos son analizados para encontrar la geometría del talud crítico que provocará la falla y posteriormente aplicar un análisis matemático hasta encontrar un diseño adecuado.

Se considera que existen fuerzas que tienden a romper el equilibrio de las masas como son la fuerza de gravedad y la sobrecarga impuesta en la superficie, pero al mismo tiempo existen fuerzas que tienden a restaurar el equilibrio como son la fricción y la cohesión entre las partículas.

La relación entre estas fuerzas representa el factor de seguridad existente en el equilibrio, cuando el factor de seguridad es igual a la unidad se dice que está en el límite de equilibrio puesto que las fuerzas resistentes son igual en magnitud a las fuerzas actuantes.

El factor de seguridad para el caso general de la falla en equilibrio límite se define así:

$$F.S = \frac{CA + [W \cos \Psi_p + T \cos \theta - U - V \sin \Psi_p] \tan \theta}{W \sin \Psi_p - T \sin \theta + V \cos \Psi_p}$$

Donde:

W = peso del bloque activado (Ton)

A = superficie del bloque de falla (m²)

Ψ_p = inclinación de la superficie de falla (°)

U = presión ejercida por el agua en la superficie de falla (Ton/m²)

V = presión del agua en las grietas por tensión (Ton/m²)

C = fuerza de cohesión (Ton)

T = fuerzas externas actuantes en el bloque (Ton)

θ = ángulo entre las fuerzas externas y la normal al plano de falla (°)

b) Método de la Red Estereográfica.

La red estereográfica funciona para ubicar espacialmente las zonas críticas debidas a la concentración de discontinuidades utilizando las plantillas de Schmidt con las cuales se puede ubicar el plano del talud en cuestión, así como los planos que describen las discontinuidades encontradas de tal forma que se obtiene un diagrama que representa el tipo de falla posible que se presentará en la masa de roca así como su orientación en el espacio. Para aplicar este método se requiere conocer la

orientación de los planos que delimitan la cuña y el ángulo de fricción interna del material en cada plano.

c) Método de Análisis de Esfuerzos.

En la mayoría de los casos, las fallas no ocurren a lo largo de planos bien definidos sino que existe trituración del material en los puntos de concentración máxima de esfuerzos y estos esfuerzos son transmitidos a otras partes del macizo rocoso alrededor de la zona que se está activando. Así se va presentando una cierta deformación en el talud hasta que ocurre una falla total.

El objetivo del método de análisis de esfuerzos es el de representar al macizo rocoso como una serie de elementos estructurales ó celdas independientes de material rocoso sobre las cuales se va a determinar los esfuerzos a los que están sometidas para finalmente conocer los esfuerzos que se están presentando a lo largo del talud. Esta distribución de esfuerzos deberá ser examinada para determinar qué parte del talud es posible que falle.

La forma más común de analizar los esfuerzos es considerando una superficie de falla circular. Para que un talud sea estable, los esfuerzos que resisten el movimiento a lo largo de un plano potencial de falla son mayores a los esfuerzos que lo inducen al movimiento, la inestabilidad ocurre cuando los esfuerzos son iguales ó se exceden lo cual propicia el movimiento.

d) Método de Bishop.

Este método asume que las fuerzas que ocasionan la falla son principalmente las horizontales, generándose una falla por traslación y algunas veces se aumenta la inestabilidad cuando la superficie del talud es muy escarpada, registrando un factor de seguridad muy cercano a la unidad.

Discusión de la estabilidad de un talud. Caso particular.

Cualquier trabajo de estabilización de taludes en rocas requiere la intervención conjunta de los ingenieros geólogos y geotecnistas. quienes mediante la implementación de un programa de investigación en el terreno determinarán las causas que provocan el mal comportamiento. así mismo determinarán el mecanismo de falla probable y estarán en posibilidades de proponer alternativas de solución que respondan a las necesidades del proyecto. Tal es el caso de Metztlán en el estado de Hidalgo, donde el gobierno estatal promovió en 1992 la participación de varias empresas especialistas en el ramo para trabajar en el proyecto de estabilización de la ladera poniente del arroyo Tlaxómotl.

El problema consistió en un deslizamiento general del talud natural que por los estudios realizados, se encontraron rocas sedimentarias altamente intemperizadas, la manifestación del mal comportamiento fue un patrón de agrietamiento progresivo

desde el pie hasta la corona del mismo, provocando caídos que pusieron en peligro a la población de Metztilán y el Ex-convento Agustinos de Los Santos Reyes ubicado en dicho lugar, en donde la causa principal de la falla por deslizamiento fue la infiltración de aguas pluviales y servidas que modificaron severamente la resistencia al esfuerzo cortante de uno de los estratos de la formación natural; a ello se le suma las discontinuidades producto de contactos geológicos que provocaron movimientos con gran velocidad, y de igual manera el problema de la erosión en el pie del talud consecuencia del arrastre del río que corre en la parte baja de la ladera y que provocó que el fenómeno se acrecentara. El problema de inestabilidad de esta ladera se puede concebir como un problema de reptación a nivel regional en donde la geología de todo el estado favorece tal comportamiento.

La reptación conocida también como "creep", es un movimiento de tierra natural que se da de manera lenta y continua, aunque en este caso se presentó con mayor velocidad; por lo que su manifestación fue tan evidente al observar, árboles arqueados y cercas inclinadas en el lugar. Dado que el movimiento se dio con grandes volúmenes de material fue necesario medir constantemente los desplazamientos tanto verticales como horizontales, para alertar a la población en caso de un corrimiento general.

El factor de seguridad de este talud fue calculado con el método de las dovelas que se describió anteriormente, y nos indica un estado de falla incipiente puesto que su valor es menor a 1.0. El problema de Metztilán, se analizará con más detalle en el capítulo V de este trabajo, sin embargo consideramos conveniente incluir el cálculo del factor de seguridad que la empresa "Ingeniería Experimental S.A. de C.V." realizó para el estudio geotécnico correspondiente.

La estabilidad de la ladera se analizó utilizando el método de dovelas, aplicado a un plano de deslizamiento y no a un círculo de falla por tratarse de una formación rocosa. El análisis consistió, en determinar la componente horizontal de deslizamiento de la masa de la ladera por peso propio (condición estática) y bajo excitación sísmica (condición dinámica), además de considerar las grietas de tensión existentes.

La componente horizontal (fuerzas motoras, T_i) se comparó con las fuerzas resistentes ($L_i S_i$), desarrolladas a lo largo de un plano de deslizamiento idealizado. Expresando la estabilidad en términos de un factor de seguridad ($F. S$).

Para el cálculo de las fuerzas resistentes, se consideraron las propiedades mecánicas de la arcilla lacustre (Formación Atotonilco), bajo condiciones de saturación total, pues en ese estrato se supuso la superficie de falla. Las propiedades mecánicas fueron: $c = 0.5 \text{ T/m}^2$, $\phi = 3^\circ$, y $\gamma = 1.4 \text{ T/m}^3$.

El factor de seguridad calculado bajo las condiciones mencionadas anteriormente en cada sección geológica, se determinó según las siguientes ecuaciones, considerando un ancho unitario en cada dovela.

a) Condición estática
$$F. S = \frac{L_i S_i}{T_i}$$

b) Condición dinámica $F.S = \frac{LiSi}{Ti(1 + Cs)}$

c) Condición considerando grietas de tensión $F.S = \frac{LiSi - (SiLi)G}{Ti(1 + Cs)}$

donde:

Li = longitud de la base de la dovela (m)

Si = resistencia al esfuerzo cortante en la base de la dovela (T/m²)

Ti = componente motora sobre el plano de deslizamiento (Ton)

Cs = coeficiente sísmico (adimensional)

(LiSi)G = resistencia de las dovelas que no contribuyen por grietas de tensión (T/m²)

En las secciones geológicas analizadas el factor de seguridad fue menor que la unidad, puesto que los valores medios para las secciones fueron:

F.Se = 0.48 (condición estática)

F.Sd = 0.35 (condición dinámica)

F.Scgt = 0.30 (considerando grietas de tensión)

Para lograr un factor de seguridad de 1.8, requerido en el proyecto, se estimó la fuerza estabilizadora necesaria en cada sección geológica, la cual se calculó con la siguiente ecuación:

$$F.E = F.S \alpha g [Ti (1 + Cs)] + (LiSi)G - LiSi$$

Donde:

F.E = fuerza estabilizadora (Ton/m)

Como ya hemos mencionado, el análisis de este caso será tratado más adelante, sin embargo consideramos que la evaluación del mecanismo de falla es importante, desde nuestro enfoque, para programar un plan de actividades de medición de grietas y parámetros que auxilien en el tratamiento del problema.

CAPITULO II
TIPOS DE INSTRUMENTOS
GEOTÉCNICOS.

II.1 GENERALIDADES.

Los instrumentos geotécnicos son dispositivos que se emplean para identificar y medir los parámetros de esfuerzos y deformación en las formaciones naturales así como observar el comportamiento de las estructuras construidas en ellas para verificar las suposiciones realizadas en el diseño y con ello determinar oportunamente síntomas de mal funcionamiento que ameriten medidas preventivas o correctivas para garantizar la estabilidad de las formaciones naturales, o bien garantizar las condiciones de seguridad y servicio de las obras civiles durante las etapas de construcción y operación.

Los instrumentos que miden parámetros geotécnicos en general se clasifican en dos tipos. La primera clasificación es usada para determinar las propiedades físicas, hidráulicas y mecánicas de suelos y rocas, por ejemplo, propiedades índice, esfuerzo cortante, compresibilidad y permeabilidad, etc., generalmente con el fin de contar con información para la fase de diseño de un proyecto. La segunda clasificación, se emplea para realizar mediciones en campo de parámetros geotécnicos así como su evaluación durante las fases de construcción, operación y mantenimiento de una obra de ingeniería civil, los parámetros medibles con estos instrumentos son por ejemplo; la presión de poro, la posición del NAF, los asentamientos y/o desplazamientos de masas de suelo o roca, etc. En este trabajo escrito describiremos solamente los dispositivos pertenecientes a esta segunda clasificación.

Los instrumentos geotécnicos sobre los cuales escribiremos, se clasifican a su vez en dispositivos medidores de esfuerzos, principalmente presiones en el agua de las formaciones naturales y dispositivos medidores de deformación

El origen de la instrumentación geotécnica que nos ocupa ocurrió entre los años de 1930 y 1940, durante los primeros cincuenta años en general predominaron dispositivos mecánicos e hidráulicos muy simples que conformaban sistemas de instrumentación, los cuales eran instalados y controlados por ingenieros que tenían el claro propósito y motivación para hacer que dichos sistemas tuvieran éxito; es importante mencionar que desde esos primeros años la observación fue muy importante en la interpretación de los resultados obtenidos con aquellos instrumentos.

En años más recientes la tecnología ha avanzado y el papel de la instrumentación geotécnica ha llegado a ser más confiable, con dispositivos más complejos y computarizados que incluso han llegado a ser comunes. Muchos de estos dispositivos han cumplido correctamente con su objetivo que consiste en medir los parámetros mecánicos de suelos y rocas, mientras que otros no lo han hecho; es por ello que el empleo de la instrumentación no es simplemente la selección de instrumentos, si no que es un proceso complejo de ingeniería que se desarrolla paso por paso, comenzando por definir los objetivos y fines de un programa de mediciones. Cada paso es esencial para el éxito o fracaso del programa y debe tomar muy en cuenta las características propias de cada instrumento así como la capacidad del personal que los opere.

Los instrumentos deben estar diseñados básicamente para los siguientes propósitos:

- a) obtener información para el diseño
- b) control durante la construcción
- c) obtener información durante la vida útil de la obra de ingeniería.

En el primer caso, el objetivo más frecuente es determinar el estado de presiones en el agua intersticial (presión de poro) y los asentamientos que sufre la zona en estudio.

En el segundo, usualmente es necesario para definir la evolución de la presión de poro y su relación con el proceso de construcción, así como las deformaciones horizontales y verticales, aún cuando hay casos de excepción en que dichas deformaciones son medidas en otras direcciones; en la etapa de construcción puede también justificarse hacer mediciones de presiones de contacto de la estructura con el suelo.

Por su parte en el tercer caso, la instrumentación nos permite obtener información para evaluar las condiciones de seguridad y de servicio de las obras civiles y en su caso implementar las acciones preventivas y/o correctivas que puedan constituir la fase de mantenimiento.

En este capítulo describiremos los dispositivos medidores de esfuerzos (presión de poro) y medidores de deformación que se emplean con mayor frecuencia en México para instrumentar las obras de ingeniería civil; escribiremos también los criterios y procedimientos de instalación, las recomendaciones para su protección, así como el proceso de medición para cada uno de ellos.

II.2. DISPOSITIVOS MEDIDORES DE ESFUERZOS.

Medición de presiones en el agua de la formación natural.

Los aparatos cuya función es medir la presión del agua en un punto del subsuelo se denominan genéricamente piezómetros.

Un piezómetro es un aparato que mide la carga de presión del agua en el punto en el que queda instalado. Todos los piezómetros trabajan con el principio de equilibrar con alguna clase de contrapresión, la presión que el agua del terreno ejerce al actuar sobre una unidad sensible; según sea la clase de contrapresión que se utilice se tendrán diversos tipos de piezómetros.

Piezómetros abiertos (Tipo Casagrande)

Objetivo

Este dispositivo permite determinar la presión de poro de un lugar a una cierta profundidad, al medir el nivel de agua que se establece en un tubo vertical, que tiene su extremo inferior permeable. Esta información es necesaria para alguno de los siguientes propósitos:

a) determinar el estado inicial de esfuerzos del sitio en estudio, b) definir las condiciones del flujo de agua, y c) conocer la influencia del proceso constructivo en la presión de poro.

Instrumento.

El piezómetro abierto consta de un tubo vertical, usualmente de PVC o metálico de 0.5 pulgada de diámetro, con coples cementados, y una celda permeable en su parte inferior. Esta celda es también un tubo de PVC de 1.5 pulgadas de diámetro y 30 cm de altura con ranuras horizontales de 1mm, que permiten el paso del agua; se acostumbra llenar las celdas permeables con arena de partículas sólidas mayores de 2 mm; usualmente se coloca un fieltro o una malla muy fina para confinar la arena dentro de la celda. El instrumento se muestra en la Fig. II.1.

Instalación.

Estos piezómetros se instalan en perforaciones verticales, cuidando que la celda permeable se mantenga libre de lodo y quede rodeada de un filtro de arena limpia; el procedimiento de instalación consiste esencialmente de las siguientes etapas:

1. Se perfora el suelo generando un hueco cilíndrico con un diámetro de 3 pulgadas hasta una profundidad de 60 cm por debajo de la instalación del piezómetro; el fluido de perforación debe ser agua.
2. Se instala un ademe metálico de diámetro ligeramente menor a 3 pulgadas y se hace circular agua limpia hasta que retorne con un mínimo de material de suspensión.
3. Simultáneamente a lo anterior se ensambla el piezómetro con la longitud total del tubo vertical (por ejemplo 30 m). para permitir que el cemento de los coples tenga tiempo suficiente para endurecer. Si se emplea tubería metálica en la unión de las celdas se debe colocar cinta teflón.
4. Se extrae el ademe 30 cm y se vacía arena bien graduada en el pozo, confinando su volumen.
5. Se coloca el piezómetro dentro del pozo, comprobando que quede bien asentado en la arena, posteriormente se coloca un tapón superior roscado o débilmente cementado con una pequeña perforación para que el aire atrapado tenga salida.

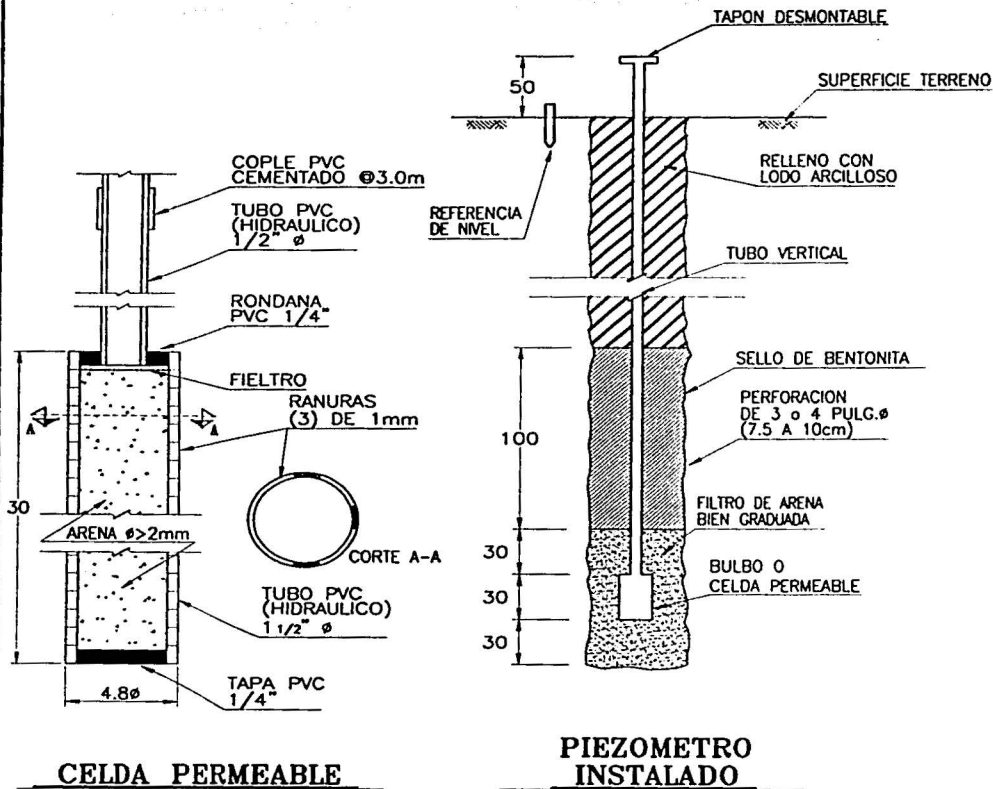


FIG. II.1. PIEZOMETRO ABIERTO.

SIN ESC.
ACOT. EN CM

6. Se extrae el ademe en tramos de 10 cm, vaciando gradualmente arena dentro del pozo hasta 30 cm por arriba del bulbo.
7. Se agrega bentonita en bolas para sellar un tramo de un metro del pozo, controlando su volumen.
8. Se extrae el ademe y rellena el pozo con lodo arcilloso.

Las celdas permeables de los piezómetros deben colocarse coincidiendo con los estratos permeables del subsuelo que aseguren su buen funcionamiento.

La parte superficial de los piezómetros, esto es, la salida de los tubos verticales deberá quedar alojada en un registro de protección. Los tubos deben tener una etiqueta que identifique la profundidad de cada celda; el registro tendrá también un nivel de referencia de las elevaciones.

Medición.

La celda permeable permite que se defina la altura piezométrica del agua en el estrato que fue instalada; por su parte, el sello de bentonita debe impedir la intercomunicación con los otros lentes que queden por arriba. En este aparato, el agua entra al interior de la unidad sensible a través de la celda permeable, llenándola y estableciendo en su interior la presión que tenga el subsuelo; como consecuencia el agua ascenderá por la tubería hasta una altura tal que produzca, por su peso, una contrapresión que equilibre la presión existente en la unidad sensible.

El nivel de agua dentro del tubo vertical se determina con una sonda eléctrica integrada por un cable eléctrico flexible y un medidor de resistencias (óhmetro); la punta del cable lleva una boquilla de plástico que impide que los alambres conductores puedan hacer contacto con la pared interior del tubo, el cable tiene además unos lastres metálicos para tensarlo y asegurarse de la precisión de la medición. Una vez que los conductores tocan la superficie del agua cierran el circuito alimentado por las baterías del óhmetro, lo que se manifiesta por un salto brusco de la aguja del medidor del aparato; la precisión de la medición es ± 1.0 cm de columna de agua. La medición de la altura piezométrica debe estar relacionada con un nivel de referencia instalado junto al piezómetro.

El tiempo de respuesta de este piezómetro es lento, probablemente de varios días, porque tiene que acumularse el agua dentro del tubo vertical hasta alcanzar la altura de equilibrio.

Información obtenida.

Una vez estabilizados los niveles de agua de las celdas que constituyen una estación piezométrica, se deduce la variación con la profundidad de los esfuerzos totales y la

correspondiente de los esfuerzos efectivos dado que la presión de poro es proporcionada por la medición.

Considerando que los niveles piezométricos pueden cambiar a consecuencia de: a) bombeo profundo para la extracción de agua, b) recarga de acuíferos durante el período de lluvias, c) bombeos superficiales para excavaciones someras, y d) por la aplicación de sobrecargas superficiales, se requiere determinar la evolución de los niveles piezométricos con el tiempo; para ello se realizan mediciones frecuentes.

Piezómetro abierto hincado.

Objetivo.

Permite determinar la presión de poro de un lugar a una cierta profundidad, midiendo el nivel de agua que se establece en la punta permeable de un tubo vertical hincado a presión.

Instrumento.

El instrumento se muestra en la Fig. II.2; los elementos que lo integran son: a) tubo de cobre de 5/8 de pulgada de diámetro y 30 cm de longitud, con perforaciones de 5 mm forrado con fieltro permeable, b) tubo de fierro galvanizado de 3/4 de pulgada de diámetro en tramos de 1.0 m con coples, y c) punta cónica de acero de 2.7 cm de diámetro, con sello temporal de silicón al tubo galvanizado.

Instalación.

Estos piezómetros se hincan en el suelo con los gatos hidráulicos de una perforadora o de un cono mecánico. En suelos muy blandos puede hincarse manualmente a percusión, con ayuda de un marro ligero; en este caso si la costra superficial es dura, previamente se deberá perforar con una barrena helicoidal. El procedimiento de instalación manual o con ayuda de una máquina es el siguiente:

1. Perforar manualmente con una barrena helicoidal o con una perforadora mecánica, hasta un metro por arriba de la profundidad de instalación.
2. Hincar el piezómetro en el suelo con la punta cónica cerrada, hasta la profundidad de proyecto; en estas condiciones el sello de silicón evita que penetre agua y lodo en el interior del tubo. Si el hincado se hace a percusión, se requiere una cabeza protectora de la rosca de los tubos; si se hincan a presión deben usarse mordazas laterales.
3. Se introduce en el piezómetro una barra auxiliar de acero de 3/8 de pulgada de diámetro en tramos de 1.5 m con cuerda, para formar una columna continua; a continuación se introduce agua hasta igualar el nivel en el interior del tubo con el nivel freático. Enseguida con la barra auxiliar se empuja a presión la punta de la

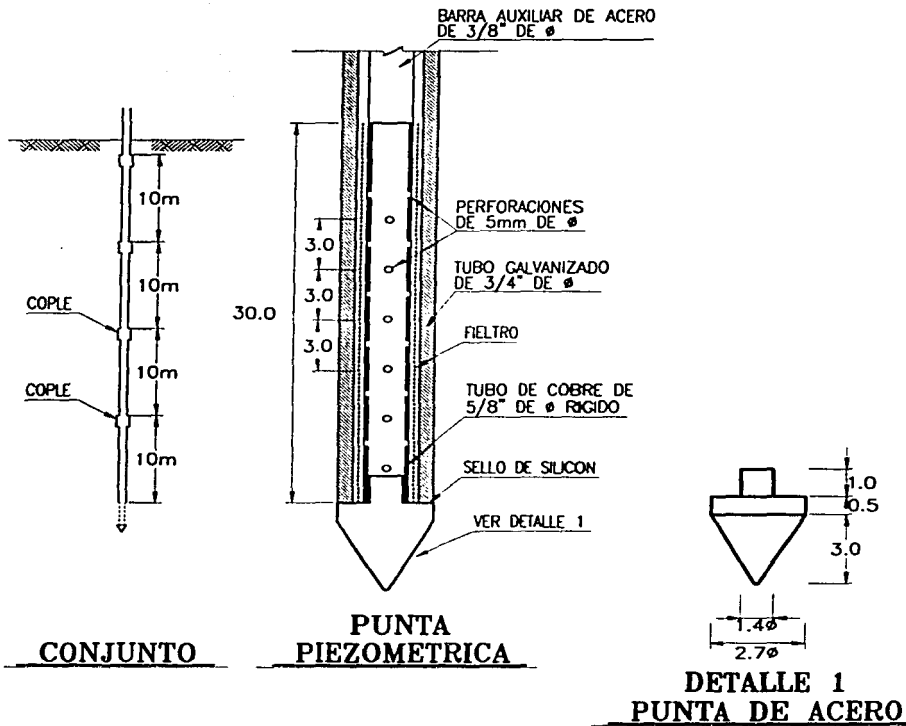


FIG. II.2. PIEZOMETRO ABIERTO HINCADO.

SIN ESC.
ACOT. EN CM

celda permeable, o bien con los impactos de un martillo hasta abrir o separar la punta cónica 20 cm, espacio por el cual el agua entra o sale del piezómetro.

4. Al extraer la barra de acero deberá agregarse agua de manera que el nivel de agua no cambie bruscamente, sino que se mantenga cerca o por arriba del nivel freático; a continuación, este nivel tenderá a encontrar su posición de equilibrio.

Las celdas permeables deben instalarse coincidiendo con los estratos permeables que aseguren el buen funcionamiento, para ello es recomendable auxiliarse de un perfil estratigráfico obtenido con el cono eléctrico, porque esta técnica detecta con precisión los diversos estratos constituyentes del subsuelo; de ahí que una estación piezométrica siempre esté constituida por varios bulbos o celdas de medición, usualmente dos o cuatro según el número de lentes permeables. en igual número de perforaciones, pero a distintas profundidades.

La parte superficial de los piezómetros, esto es, a la salida de los tubos verticales, deberá quedar alojada en un registro de protección. Los tubos tendrán una etiqueta que identifique la profundidad de la celda piezométrica.

Medición.

El nivel de agua dentro del tubo se determina igual que en un piezómetro abierto tipo Casagrande, con ayuda de una sonda eléctrica integrada por un cable flexible y un medidor de resistencia (óhmetro) o un dispositivo alterno capaz de cerrar un circuito eléctrico. El registro en el cual se asientan las mediciones debe también tener el nivel de referencia de las elevaciones.

Información obtenida.

Al igual que los piezómetros abiertos, una vez estabilizados los niveles de agua en las celdas que constituyen una estación piezométrica, y conociendo la variación con la profundidad de los esfuerzos totales, se puede determinar la variación de los esfuerzos efectivos y su relación con el tiempo en las distintas etapas de una obra de ingeniería.

Comentarios.

Los piezómetros hincados se pueden identificar también como piezómetros abiertos tipo Casagrande.

Como su instalación se hace sin emplear lodo bentonítico, su funcionamiento es muy confiable. La posibilidad de instalarlos manualmente los hace particularmente útiles para colocarlos en sitios de acceso difícil.

La instalación de estos piezómetros hincados es más eficiente que la de los que se instalan en perforaciones previas; por ello su costo es menor.

Piezómetro neumático.

Objetivo.

Este dispositivo, al igual que el piezómetro abierto, permite determinar la presión de poro de un lugar a una cierta profundidad, midiendo directamente la presión que ejerce el agua sobre una membrana o diafragma; como el volumen de agua que se requiere para activar la membrana es muy reducido, su tiempo de respuesta es corto. Esto hace que este tipo de piezómetros sean particularmente adecuados para detectar cambios de presión de poro provocados a consecuencia de un proceso constructivo.

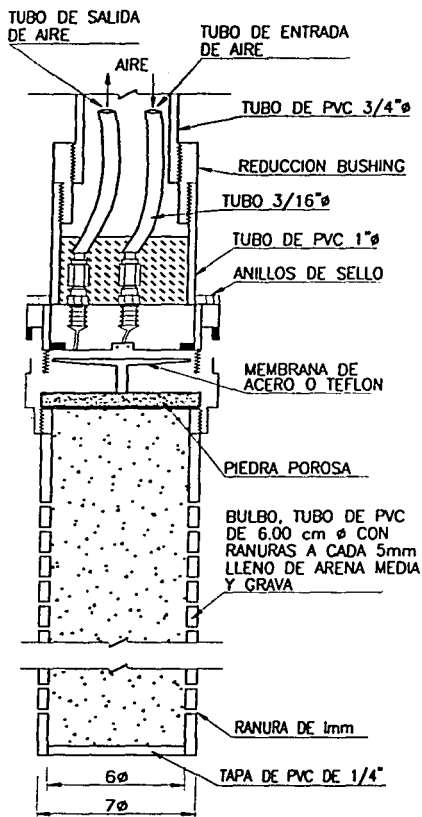
Instrumento.

En la Fig. II.3 se muestra el piezómetro neumático, en el que la unidad sensible tiene una celda porosa, a la que penetra agua del exterior, estableciendo dentro de ella su estado de presiones; lo mismo sucede en la piedra porosa ubicada en la parte superior de la celda.

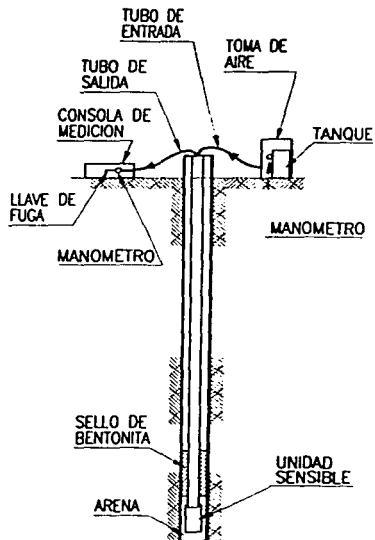
La presión ejercida en la celda porosa hace que la membrana flexible de acero inoxidable o de teflón se oprima hacia arriba. En la superficie del terreno existe una unidad de toma de aire u otro gas, en la que un tanque presurizado introduce el fluido a través de una tubería plástica de entrada hasta la unidad sensible. El aire inyectado llega a la cámara y presiona hacia abajo a la membrana hasta lograr desplazarla ligeramente, junto con el apoyo metálico. En ese momento se produce una fuga de aire en el anillo de neopreno y el fluido puede pasar a la tubería de salida llegando a la consola de medición. En la consola de medición se registra la presión con que llega el aire en un manómetro, siendo esta presión ligeramente mayor a la que tiene el agua en la celda porosa; para que la presión del aire que se recibe represente exactamente a la presión del agua en la celda porosa se recurre a una llave de fuga controlada en la propia consola de medición. Al abrir esta llave el aire disipa cualquier presión en exceso de la mínima necesaria para mantener el flujo general. En rigor esta presión medida sólo da la presión del agua en la celda porosa a través de una curva de calibración previa hecha para todo el aparato en el laboratorio, debido a que el equilibrio de la membrana no indica la igualdad de presiones de aire y agua por arriba y por debajo de ella, puesto que estas dos presiones se ejercen a través de áreas que son ligeramente diferentes. La curva de calibración previa toma en cuenta algunos efectos de corrección referentes a la rigidez de la membrana, disipación de presión en las tuberías y algunos otros.

Instalación.

Se instalan en perforaciones verticales, cuidando que el bulbo permeable se mantenga libre de lodo y quede confinado en un filtro de arena limpia; las etapas de procedimiento de instalación son similares a los descritos para los piezómetros abiertos con el cuidado adicional de proteger con tapones los tubos de entrada y salida del aire, debe también identificarse el extremo superior de cada línea. Es necesario tener en



UNIDAD SENSIBLE



DISPOSICION GENERAL

FIG. II.3. PIEZOMETRO NEUMATICO.

cuenta que un solo grano de arena que penetre en los tubos de aire obstruirán el funcionamiento del piezómetro.

Los sensores deben colocarse coincidiendo preferentemente con los estratos permeables, para asegurarse de su mejor funcionamiento; si es necesario estos piezómetros pueden colocarse en un estrato arcilloso, aún cuando hace mucho más lento su tiempo de respuesta.

Otro de los criterios de instalación para este tipo de piezómetros es colocarlos únicamente en el estrato permeable, cuya condición de subpresión pudiera poner en peligro la estabilidad de la obra en cuestión, ya que permitirían detectar cambios de presión en corto tiempo.

Estos piezómetros deben calibrarse antes de ser instalados a una presión del doble de la operación, para lo cual se introducen en una cámara hermética llena de agua a presión; dicha cámara tiene dos orificios para el paso de las tuberías que conducen el aire. La calibración consiste en aplicar una presión conocida al agua y medir la correspondiente en el piezómetro. La precisión de la calibración está condicionada a las sensibilidades de la membrana y del sistema de medición.

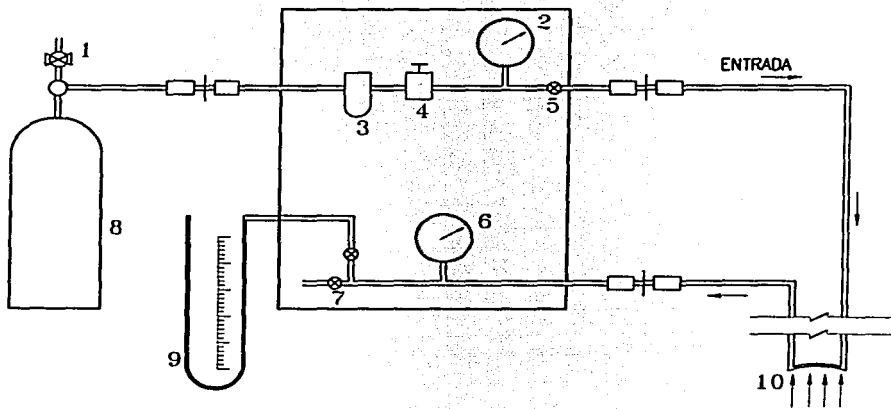
Medición.

La presión que ejerce el agua en la membrana se determina equilibrándola con aire valiéndose de un sistema de aire a presión controlado, que se identifica como consola de medición. En la Fig. II.4 se presenta una consola para presión de 4 kg/cm² (40 metros de columna de agua), así como el arreglo para la medición, que opera en las siguientes etapas:

- a) se conectan los tubos de entrada y salida del piezómetro a la consola de medición.
- b) se cierra el regulador de presión y la válvula de purga, y se abren las válvulas de paso y del tanque.
- c) se abre gradualmente el regulador, observando la presión en el manómetro de 4 kg/cm² que registra una presión de 0.5 kg/cm². A continuación se abre la válvula del manómetro de mercurio y se mide con precisión de 1 mm.
- d) la medición de la altura piezométrica debe estar relacionada con un nivel de referencia superficial instalado junto al piezómetro.

Comentarios.

Los piezómetros neumáticos son instrumentos delicados cuya instalación y operación debe encomendarse a personal debidamente entrenado; este tipo de piezómetros puede instalarse en estratos de arcilla, a condición de que en la interpretación de las mediciones se tome en cuenta la demora en su tiempo de respuesta.



- 1 VALVULA O PIVOTE
- 2 MANOMETRO 14 kg/cm²
- 3 FILTRO
- 4 REGULADOR
- 5 VALVULA DE PASO
- 6 MANOMETRO 4 kg/cm²
- 7 VALVULA DE PURGA
- 8 TANQUE CON AIRE A PRESION (10kg)
- 9 MANOMERO DE MERCURIO
- 10 MEMBRANA DEL PIEZOMETRO

FIG. II.4 ARREGLO DE MEDICION PARA PIEZOMETROS NEUMATICOS.

SIN ESC.

Se han desarrollado otros tipos de piezómetros de membrana instrumentada con deformímetros eléctricos (strain gages) y con cuerdas vibrantes. Estos instrumentos alcanzan mayor sensibilidad con menor deformación volumétrica; por ello son más confiables en los estratos arcillosos permeables.

Piezómetros eléctricos.

Los piezómetros eléctricos son otro tipo de dispositivos que al igual que los anteriores están provistos de una celda porosa, a través de la cual el agua presiona hacia arriba una membrana flexible. En la parte superior de la membrana está fijo el dispositivo de medición el cual generalmente consiste en un dispositivo de cuerda vibrante o bien en un sistema de medidores eléctricos de deformación.

Para el caso de piezómetros con cuerda vibrante, el dispositivo de medición se aloja dentro de la unidad sensible. El extremo inferior de la cuerda está ligado a la membrana medidora de presión. En las condiciones iniciales la cuerda tiene una cierta longitud y una cierta tensión, de manera que al ser excitada por un electroimán vibra con una cierta frecuencia natural. En una consola de medición sobre la superficie del terreno, existe otra cuerda idéntica cuyo extremo inferior se puede mover ligeramente con un tornillo micrométrico; los circuitos de ambas cuerdas están puenteados, de manera que las frecuencias de vibración de ambas cuerdas pueden compararse, estableciendo el momento en que son iguales, lo que sucede en la posición inicial del aparato. Cuando la membrana sube por efecto de la presión del agua, se modifica la longitud de la cuerda en la unidad sensible y consecuentemente su frecuencia natural de vibración, por lo que habrá que mover el tornillo micrométrico de la cuerda de la consola de medición hasta igualar las dos frecuencias. Puede conocerse la longitud de ajuste de la cuerda correspondiente a la consola y estos valores se traducen a una lectura de presión mediante una calibración previa cuidadosa hecha en laboratorio. Este tipo de piezómetro es de respuesta prácticamente instantánea y relativamente poco sensible a problemas derivados de la acción físico-química de las aguas.

En el dispositivo que utiliza sistemas de medidores eléctricos de deformación, los cuales son pequeñas celdas que contienen un filamento metálico cuya resistencia cambia con la longitud, se disponen sobre la membrana captadora de presión. Cuando la membrana se deforma se hace la lectura correspondiente.

Pozo de observación del nivel freático.

Objetivo.

Este dispositivo permite determinar la posición del nivel freático, así como su variación estacional en los períodos de lluvias y sequía; sirve también para detectar el

abatimiento de este nivel a largo plazo. La medición es indispensable para definir el estado de esfuerzos de la masa de suelo del sitio, así como su evolución con el tiempo.

Instrumento.

El pozo de observación o tubo de observación como también se le conoce, es un ducto vertical instalado en una perforación, que profundiza por lo menos un metro por debajo del nivel freático, su parte inferior es permeable para permitir la entrada del agua freática y la superior sellada con bentonita, para evitar que el agua superficial penetre al tubo. El dispositivo puede ser de plástico PVC de 1 pulgada de diámetro con ranuras horizontales de 1 mm de espesor en un tramo de longitud 1.5 m; para evitar que el suelo penetre al interior del tubo usualmente se utiliza un filtro geotextil, el dispositivo se muestra en la Fig. II.5.

Instalación.

Para la instalación de estos tubos se requiere una perforación de 5 a 10 cm de diámetro que puede hacerse con una máquina, o bien manualmente con la barrena helicoidal. Una vez terminada la perforación se introduce el tubo de observación protegido con una funda de polietileno o un tubo metálico, cuya función es evitar que el filtro se contamine por la maniobra; cuando el tubo está apoyado en el fondo de la perforación simplemente se levanta la funda de protección. A continuación se rellena la perforación en su parte inferior con arena media y el último metro con bentonita.

Estos dispositivos deben instalarse en cada sitio donde se haga un sondeo, donde se instale una estación piezométrica o se tenga incertidumbre de la posición del nivel freático. La profundidad de instalación se deberá precisar previamente.

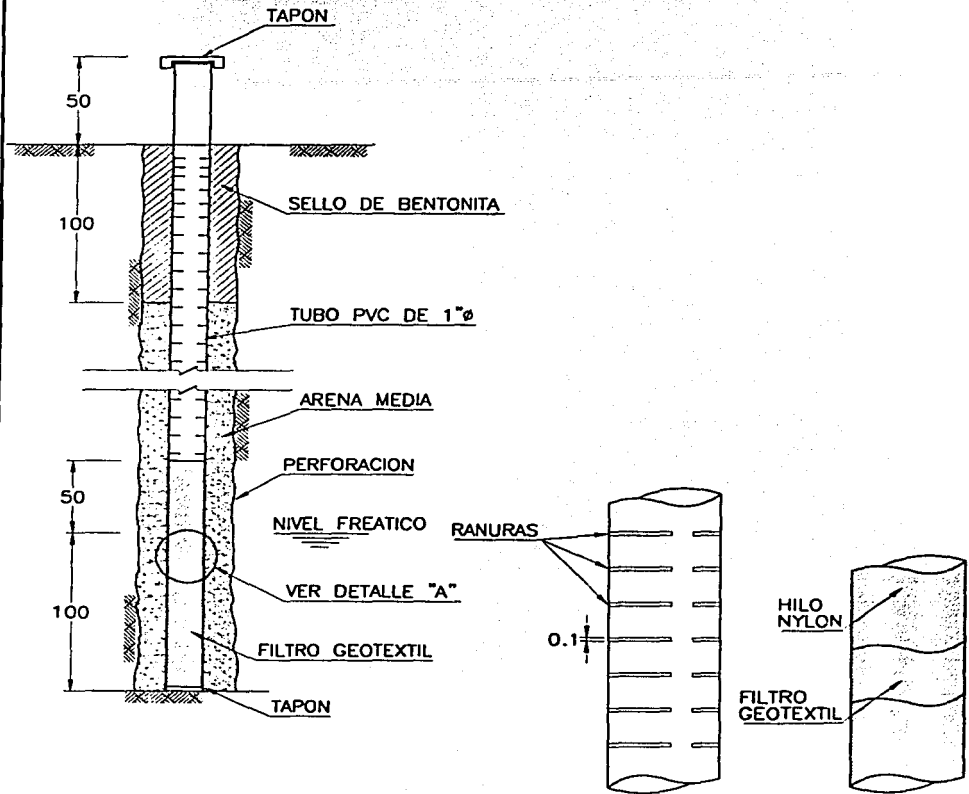
El tubo debe sobresalir de la superficie y protegerse por lo menos con un tapón, pero preferiblemente deberá tener un registro.

Medición.

El procedimiento es similar al descrito con anterioridad para los piezómetros abiertos, es decir, el nivel freático se determina con una sonda eléctrica integrada por un cable eléctrico flexible y un óhmetro o dispositivo alterno capaz de cerrar un circuito eléctrico.

Información obtenida.

Es importante comentar que aunque el pozo de observación no mide propiamente la presión de poro en el subsuelo es considerado en esta sección como un dispositivo que registra una presión nula, sin embargo, al medir la posición del nivel freático indirectamente puede obtenerse la distribución de presiones tanto de poro como efectivas en la formación natural a diferentes profundidades.



DETALLE A

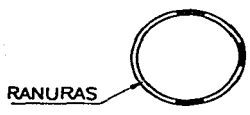


FIG. II.5. POZO DE OBSERVACION.

SIN ESC.
 ±0.01 EN CM

Celda hidráulica de carga.

Objetivo.

Este dispositivo permite controlar racionalmente la instalación de los troqueles con los que se apuntalan temporalmente las estructuras de retención en excavaciones, al hacer factible definir con precisión la magnitud de carga aplicada y lograr la congruencia con la carga definida en el diseño.

Instrumento.

La celda hidráulica de carga es un cilindro o gato de presión hidráulica de doble acción operado con una bomba manual o eléctrica, tiene un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada; la capacidad usual del gato es de 50 ton y 30 cm de carrera. La presión máxima del fluido hidráulico generalmente es de 700 kg/ cm².

Instalación.

Durante la instalación del puntal, el gato hidráulico se coloca en el extremo del troquel que tiene una caja para soporte y apoyo del gato hidráulico como se observa en la Fig. II.6.

El conjunto gato-bomba-manómetro debe calibrarse por lo menos cada dos meses de uso; si se conoce con precisión el diámetro del pistón del gato, es admisible calibrar únicamente el manómetro.

El manómetro es el elemento más débil de este dispositivo, los golpes lo desajustan y obligan a realizar nuevas calibraciones; por este motivo, se recomienda montar el manómetro en una manguera con conexión rápida, este artificio permite instalar todo el sistema sin poner en riesgo el manómetro, el cual se conecta hasta que inicie la operación del gato hidráulico.

Medición.

El procedimiento consiste en aplicar presión hasta alcanzar la carga de diseño, en ese momento se ajustan las cuñas de apoyo que determinan la longitud fija del troquel; a continuación se descarga el gato hidráulico para montarlo en otro troquel.

En algún caso que interese determinar los cambios en las magnitudes de las cargas durante el período de operación de los puntales, se deberá instalar nuevamente el gato hidráulico y aplicar carga hasta despegar muy ligeramente el troquel; en ese momento la carga determinada será aproximadamente la que tenía el troquel.

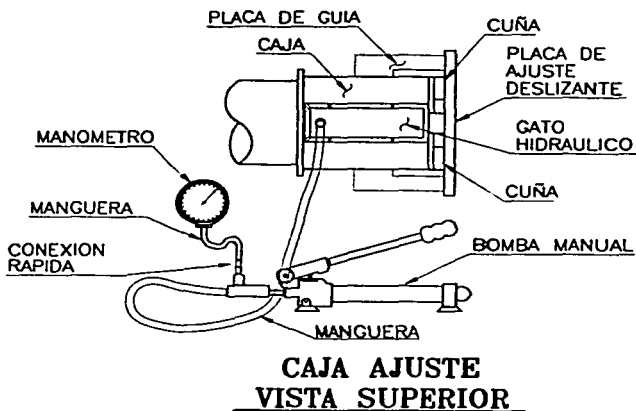
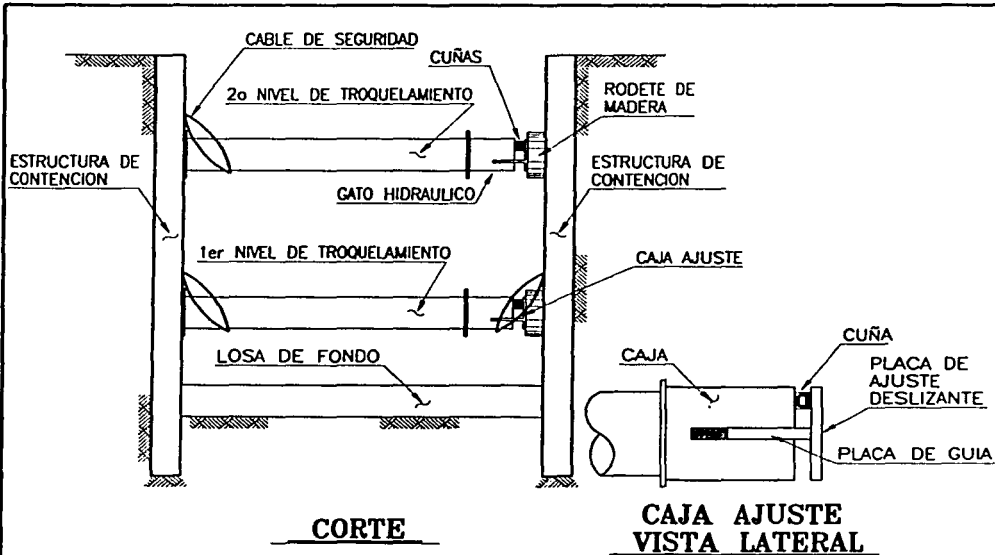


FIG. II.6. CELDA HIDRAULICA DE CARGA.

Información obtenida.

Se deberá llevar el control de la magnitud de las cargas aplicadas inicialmente; podrá también hacerse mediciones durante el período de operación del puntal y al momento de desmontarlo.

Celdas de presión.

Objetivo.

En ocasiones es necesario medir las presiones transmitidas por las estructuras en la sección de contacto con el terreno natural o en planos horizontales a diferentes profundidades con la finalidad de verificar la o las hipótesis que se hayan considerado sobre distribución de presiones con la profundidad, o bien, cuando se requiere comparar los esfuerzos que, según diseño, producen los asentamientos que ocurren a distintas profundidades con los esfuerzos normales verticales medidos que se transmiten a dichas secciones. Lo anterior puede ser aplicable a problemas en que se desee medir presiones de tierra sobre muros de retención, tablaestacas, ademes, etc.

Los dispositivos medidores de presión vertical son celdas de presión que miden esfuerzos totales aplicados sobre ellas. Las celdas de presión que frecuentemente se utilizan son eléctricas o hidráulicas.

Instrumento.

Las celdas de presión eléctrica tienen por lo general un diafragma elástico deformable, sobre el que se instalan cuerdas vibrantes o sistemas de medidores eléctricos de deformación. Fig. II.7.

La celda es un cilindro cuyo diámetro es proporcionalmente mayor en comparación con su altura, la tapa superior que lo constituye suele ser flexible; bajo ella hay una cámara llena de aceite cuyo objeto es distribuir y uniformizar la presión que se ejerza sobre el diafragma medidor instrumentado, que es la verdadera unidad sensible del aparato y que contiene el dispositivo de cuerda vibrante o los medidores eléctricos de deformación de resistencia variable. Esta unidad sensible está integrada a un puente de Wheatstone, situado en la superficie, de manera que es posible detectar cualquier cambio de resistencia que se produzca en el aparato, el cual, por calibración previa de laboratorio indicará la presión homogeneizada por la cámara de aceite. Las celdas se fabrican desde diámetros de 5 mm hasta 60 cm o más, con altura de 2 mm.

Las celdas de funcionamiento hidráulico son generalmente menos costosas y más resistentes, algunas de ellas trabajan a volumen constante y otras a contrapresión.

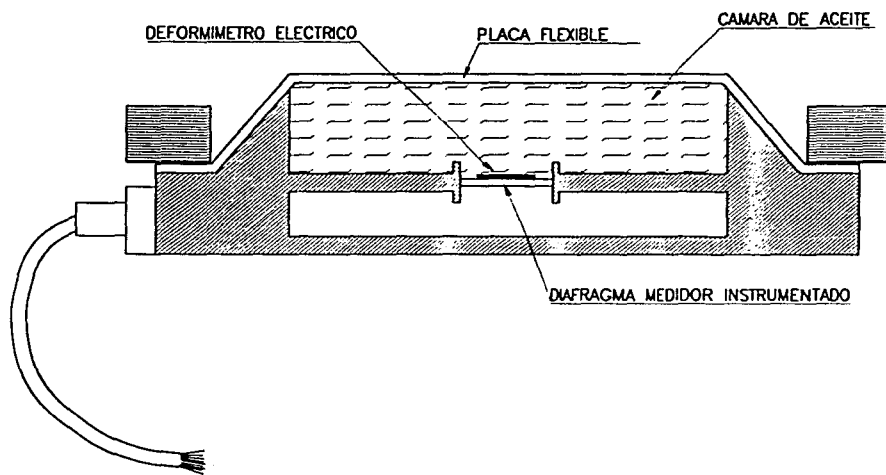


FIG. II.7. CELDA MEDIDORA DE PRESION.

Instalación y medición.

Los aparatos a volumen constante tienen una celda deformable llena de agua, la cual se entierra en el suelo, de la misma forma que las celdas eléctricas; de ella sale una tubería llena de agua que llega hasta un manómetro. El aparato trabaja por lectura directa, que registra el manómetro de la presión que se genera en el interior de la celda.

Un aparato que trabaja a contrapresión se describe en la Fig. II.8. Consta de una celda, una cámara reguladora, una bomba manual y una consola de medición. La celda es similar a la ya descrita, provista de una tapa flexible, a través de la que se transmite presión y está llena de agua. La cámara se comunica con la celda por un tubo delgado y rígido, y posee dos compartimentos separados por un diafragma, del segundo compartimiento salen dos tubos, uno que se conecta a la bomba manual y otro al de purga. La bomba se comunica con un depósito de aceite y con un manómetro.

En un principio, todo el sistema, desde la cámara reguladora a la bomba manual está lleno de aceite y cuando la bomba se hace operar se establece un flujo continuo en que el aceite es tomado del depósito, inyectado al compartimiento 2 de la cámara y devuelto al depósito por el tubo 4. El diafragma separador de los compartimentos de la cámara, cuando está en equilibrio permite el flujo.

Cuando se aplica en el terreno una presión P , sobre la celda, ésta se transmite hasta el diafragma de la cámara reguladora, deformándolo hacia el compartimiento 2; al suceder esto, el diafragma obtura el tubo 4 y se interrumpe el flujo del aceite que antes se mencionó. En este momento, con ayuda de la bomba, se ejerce una presión de aceite sobre el diafragma de la cámara, empujándolo hacia el compartimiento 1, o sea hacia su primitiva posición de equilibrio. De esta manera se libera el tubo 4 y se puede restablecer el flujo de aceite. La presión que indique el manómetro en el instante en que se restablezca el flujo del aceite es la que el terreno aplicó en la celda.

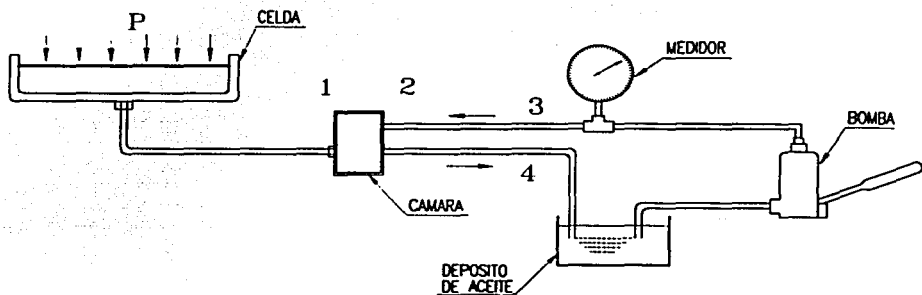


FIG. II.8 CELDA DE PRESION HIDRAULICA A CONTRAPRESION.

II.3. DISPOSITIVOS MEDIDORES DE DEFORMACIÓN.

Para conocer la evolución de las características mecánicas de deformación que pudieran repercutir en las condiciones de estabilidad de las obras de ingeniería a través del tiempo, se cuenta actualmente con instrumentación de campo constituida por dispositivos que se adaptan a los requerimientos y necesidades que se presentan al ingeniero para conocer el tipo y magnitud de deformaciones tanto en formaciones naturales, en estructuras en construcción, o bien en estructuras ya construidas. A continuación se describen las principales características de las técnicas y aparatos medidores de deformación que con frecuencia son empleados en México para instrumentar todo tipo de obras.

Banco de nivel profundo.

Objetivo.

Es un punto fijo que no sufre los asentamientos regionales que pudieran estar ocurriendo en la superficie del terreno; sirve de referencia confiable para la medición de los desplazamientos verticales.

Instrumento.

Es una columna metálica delgada firmemente apoyada en un estrato de suelo que no se asienta Fig. II.9; se instala dentro de una perforación de 4 ½ pulgadas de diámetro que se profundiza hasta el estrato firme que no sufre asentamientos. La columna metálica es un tubo galvanizado de 1 ¼ de pulgada de diámetro con coples a los que se les han limado las aristas. Su extremo superior termina en vértice, en el que se apoya el estadal. En su extremo inferior, la columna se ancla en un muerto de concreto de 10 cm de diámetro y 30 cm de altura.

La columna metálica (tubo central) se protege con un ademe vertical para absorber las deformaciones verticales de los estratos de suelo y permitir que el tubo mantenga constante su posición. En zonas que sufran asentamientos regionales importantes (mayores de 10 cm al año) es necesario que el ademe de protección sea telescópico, mientras que en zonas con asentamientos menores puede ser un simple tubo recto.

Instalación.

Una vez que se ha seleccionado el sitio y la profundidad para instalación del banco de nivel profundo, mediante el reconocimiento del sitio se procede de la siguiente manera:

1. se hace el barreno de 4 ½ pulgadas de diámetro hasta penetrar en el estrato firme aproximadamente 0.3 m. estabilizando la excavación con lodo bentonítico.

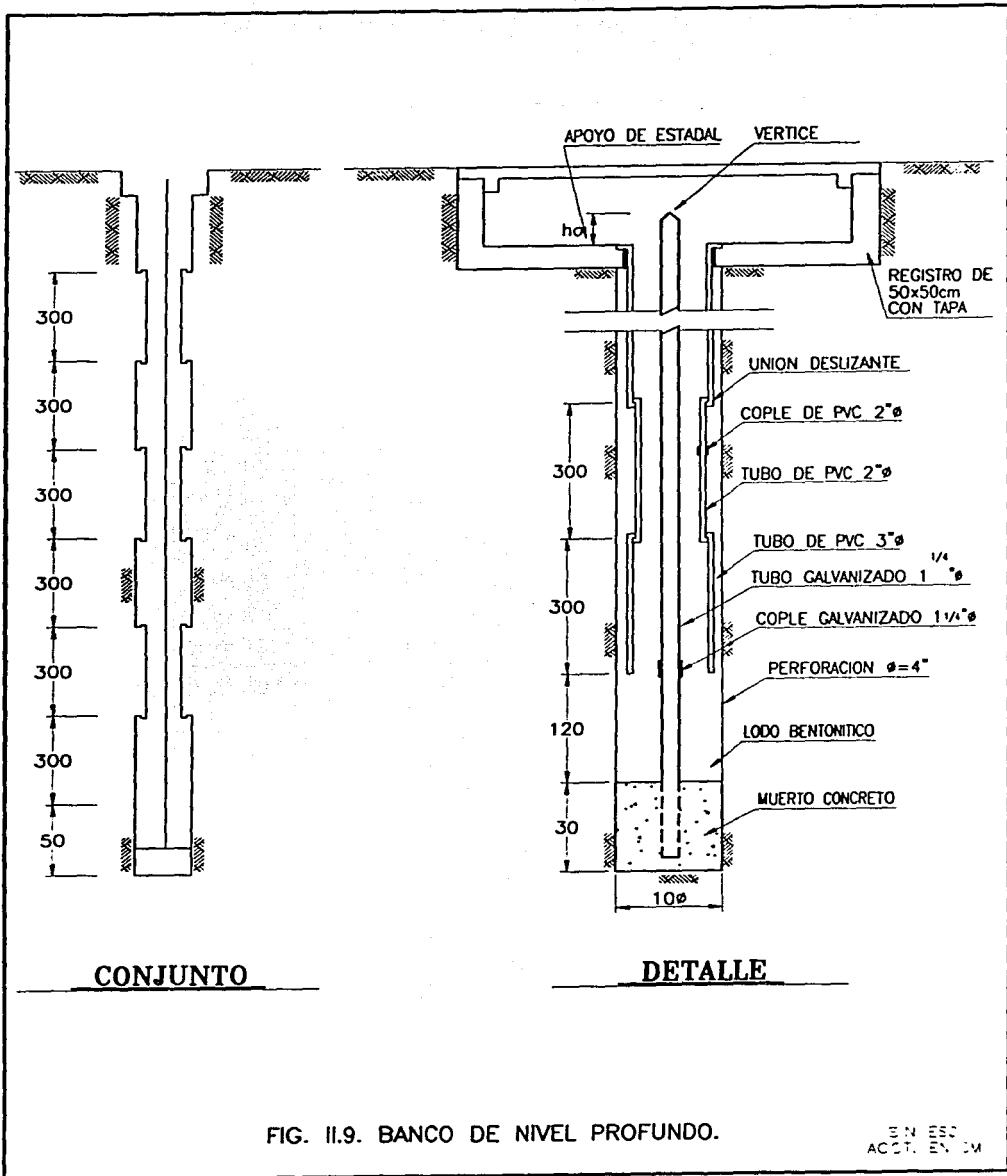


FIG. II.9. BANCO DE NIVEL PROFUNDO.

EN ESC.
ACOT. EN CM

2. se introduce simultáneamente el conjunto de tubo central con su cilindro de apoyo y ademe protector, bajando estos dos últimos firmemente apoyados para evitar que penetre material sólido dentro del ademe.
3. una vez que se ha llegado al fondo y apoyado el cilindro de concreto, se levanta el ademe 1.2 m por arriba del fondo.
4. se coloca el registro de protección y se fija la tubería al registro.

Medición.

Equipo de medición. El nivel óptico de medición deberá ser de precisión con radio de curvatura de 20 m y poder amplificador de 25 diámetros; en cada medición se verificará que la burbuja esté centrada. Los estatales deberán estar graduados en milímetros, tener nivel de burbuja y base metálica. Todo el equipo deberá revisarse periódicamente para verificar su estado y ajustarse o calibrarse en caso necesario.

El procedimiento de medición recomendado es la nivelación diferencial, que se llevará a cabo dentro de las redes que se formen con los bancos y efectuando las lecturas dobles en cada posición del aparato para una mayor confiabilidad en las mediciones. Las nivelaciones que se realicen en la red de bancos deberán ser compensadas y tendrán una tolerancia ± 1 cm/km. Para lograr nivelaciones de calidad es recomendable que se realice en un solo día la nivelación de una red de bancos y cuando la temperatura sea menor, de preferencia por la mañana.

Información obtenida.

Antes de que se inicien los trabajos de instrumentación referentes a nivelaciones topográficas, deberá estar instalada la red de bancos de nivel profundos y se realizará una nivelación inicial entre los bancos. Con esta nivelación se obtendrán las cotas con las que deberán relacionarse las referencias superficiales.

Comentarios.

Para comprobar la confiabilidad de las mediciones, es necesario que los bancos de nivel profundos se refieran a bancos fijos localizados fuera de las zonas de suelos deformables.

Banco de nivel superficial o flotante.

Objetivo.

Este dispositivo permite determinar los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales asociados a procesos de consolidación o

procesos de descarga en el subsuelo en el sitio de interés. Las mediciones en este instrumento deberán estar referidas a un banco de nivel profundo.

Instrumento.

Los elementos que lo integran son: a) tubo galvanizado de una pulgada de diámetro, en tramos de un metro cuya longitud es la profundidad de instalación del banco, b) muerto de concreto de $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ de 10 cm de diámetro y 30 cm de altura, colocado en la parte inferior de la tubería, c) cople de unión entre el tubo galvanizado y el muerto de concreto, d) tapón para nivelación colocado en la parte superior del tubo. Fig. II.10

Instalación.

1. Debe efectuarse una perforación de 6 pulgadas de diámetro con una máquina que cuente con equipo para el lavado del pozo.
2. Se baja el cilindro de concreto a la parte inferior del pozo, acoplándole los tramos de un metro de tubo galvanizado. Debe asegurarse de que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo del pozo por lo que se debe cuidar la profundidad de perforación.
3. Después de instalado el banco de nivel superficial, deberá rellenarse con grava tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ de pulgada.

Medición.

Varía dependiendo de los requerimientos y avances de la obra; por ejemplo puede ser desde una lectura cada 15 días para verificación de hundimientos regionales, hasta una lectura por día para el control de las expansiones o hundimientos durante los trabajos de obra, sobre todo en aquellos periodos críticos en que debido a las actividades se modifique sustancialmente el estado de esfuerzos en el subsuelo.

Las mediciones de un grupo de bancos de nivel superficial forman parte del control topográfico en un proyecto de instrumentación para evaluar deformaciones verticales.

Información obtenida.

Con la nivelación de los bancos de nivel superficial se obtendrán las cotas con las que deberán relacionarse las referencias topográficas para determinar los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos; así mismo la nivelación de una red de bancos de nivel superficial permite determinar la magnitud y patrón de movimientos verticales a nivel regional.

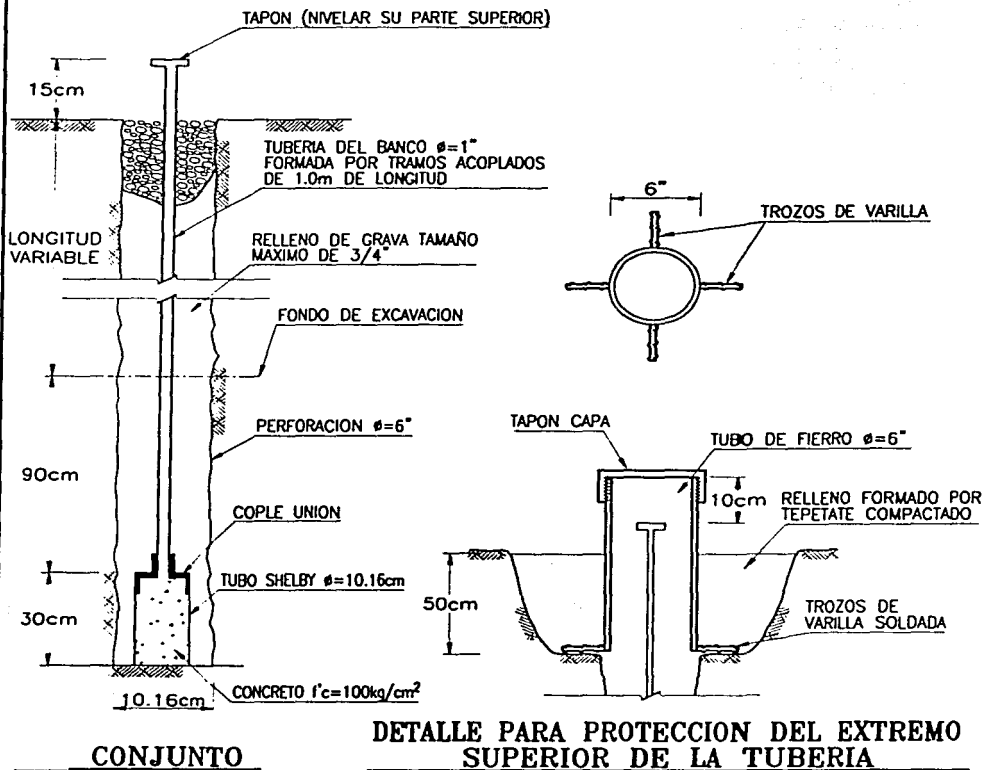


FIG. II.10. BANCO DE NIVEL FLOTANTE.

Referencias superficiales.

Objetivo.

Medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurren en la superficie exterior de las formaciones naturales, los desplazamientos en las estructuras construidas en ellas, así como las deformaciones en estructuras colindantes al sitio de interés.

Descripción.

Las referencias superficiales están constituidas por puntos fijos en la superficie del terreno y testigos pintados en elementos estructurales de la obra de interés y en estructuras vecinas.

Los puntos fijos son cilindros de concreto simple de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con perno metálico o tornillo empotrado en su extremo superior, se instalan definiendo líneas de colimación paralelas a un eje principal de la estructura o como puntos aislados para referencias de nivel. Observando las líneas de colimación con un tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con el nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales.

Los testigos pintados en elementos estructurales permiten determinar la influencia de los desplazamientos verticales inducidos por deformaciones de cambio de volumen en las masas de suelo. Se identifican con un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, que se localiza en muros, columnas, trabes, cejas de cimentación, etc., de la estructura que desea monitorearse o de las estructuras cercanas a ella, es importante asignarles una clave de identificación.

Medición.

El tránsito que se utilice deberá tener plomada óptica de centrado y precisión de 15 seg; las mediciones se realizarán dos veces en cada posición del aparato. El nivel topográfico deberá ser de precisión, con radio de curvatura de 20 m y amplificación de 25 diámetros. Las nivelaciones serán diferenciales, con el aparato nivelador equidistante a los puntos de medición y lecturas máximas a 100 m, utilizando estadales con nivel de burbuja y graduados en milímetros.

Los desplazamientos horizontales se registran con la ayuda del tránsito y la regla metálica, colocándola en cada una de las ranuras de las cabezas de los tornillos de las referencias superficiales, deslizándola horizontalmente hasta que la mira coincida con la línea de colimación. En la escala posterior de la regla, el cadenero medirá el desplazamiento horizontal entre la marca del perno y la mira, la medición se realizará con aproximación de ± 0.5 mm.

Los desplazamientos verticales se determinan mediante nivelaciones diferenciales entre los testigos pintados en elementos estructurales así como puntos fijos en el

terreno natural o ladera, y los bancos de nivel profundo. La precisión de las nivelaciones deberá ser de 2 mm en 100 m de distancia; el ajuste del aparato deberá verificarse semanalmente. Los puntos de liga deberán ser confiables; para señalarlos conviene utilizar pernos metálicos con cabeza semiesférica.

La supervisión de las mediciones se apoyará en una brigada de topografía, que verificará selectivamente las mediciones, particularmente cuando se detecten desplazamientos importantes.

Información obtenida.

Una vez colocadas las referencias, y antes de iniciar cualquier actividad de obra, deberán tomarse las lecturas de nivelación y alineaciones correspondientes a las condiciones iniciales, que definen el origen de las mediciones desplazamientos – tiempo.

Se tomarán lecturas periódicas de nivelación y alineación de las referencias, anotando los cambios en hojas de registro que incluyan el cálculo de desplazamientos.

Comentarios.

Todas las mediciones deberán realizarse por la mañana, antes que la reverberación impida obtener lecturas confiables.

El ingeniero supervisor deberá vigilar los siguientes aspectos: a) la adecuada instalación de las referencias, b) la capacidad técnica del personal encargado de las mediciones y c) el estado físico y ajuste de los instrumentos de medición.

Es conveniente efectuar las mediciones con mayor frecuencia en períodos críticos de comportamiento de las estructuras y después de algunos casos de contingencia como por ejemplo, después de un sismo.

Secciones de convergencia.

Objetivo.

Las convergencias son desplazamientos entre dos puntos fijos localizados en la superficie expuesta de excavaciones en forma de túnel o desplazamientos entre dos puntos perfectamente definidos e identificados en algunos elementos estructurales como marcos y arcos; el conocimiento de dichos desplazamientos permite detectar condiciones de inestabilidad en las estructuras mencionadas.

Instrumento.

Los instrumentos que miden las convergencias son conocidos como extensómetros, los extensómetros de convergencia idóneos son aquellos que cuentan con dispositivos de alta calidad y confiabilidad para la medición de deformaciones y el ajuste de tensiones en uno de sus aditamentos. Este tipo de aparatos siendo de precisión alta, se utilizan comúnmente en túneles excavados en roca, sin embargo, para túneles en suelos donde las convergencias son de mayor magnitud, los aparatos con cinta de acero o barras de aluminio tienen una precisión aceptable de 0.01 mm, además el costo de ellos es menor.

Extensómetro de cinta y alambre.

Este tipo de extensómetros constan de una unidad de lectura además de la cinta con referencias fijas o el alambre con el que se efectúa la medición. El extensómetro de cinta se muestra en la Fig. II.11.

La unidad de lectura está conformada por los siguientes aditamentos:

a) un dinamómetro y un dispositivo tensor para asegurar que la cinta o alambre tengan la misma tensión en mediciones sucesivas entre dos puntos, y b) un medidor de desplazamientos, que en el caso del extensómetro de cinta proporciona lecturas complementarias de los tramos de longitud fija. La cinta tiene perforaciones de precisión para garantizar la repetibilidad en las mediciones; las perforaciones se encuentran a intervalos iguales que dependen de las características del medidor de desplazamientos; tanto el extensómetro de cinta como el de alambre cuentan con dispositivos de sujeción en ambos extremos.

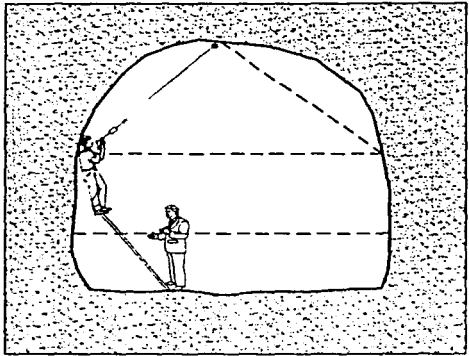
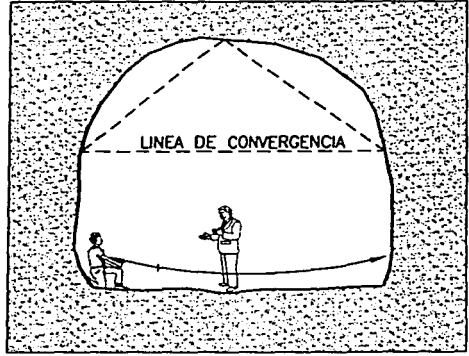
Instalación.

Una vez seleccionados los puntos de referencia para las líneas de medición y que pueden ser tantos cuantos sean necesarios, se fijan las pijas o argollas permanentes de referencia en el terreno natural o en la estructura que desea ser instrumentada.

Medición.

Los extremos del aparato se fijan a dos de las pijas de referencias, se tensa el alambre o la cinta y se efectúa la lectura según las especificaciones particulares del instrumento. El procedimiento se repite para cada una de las referencias instaladas.

Se tendrá cuidado que la tensión aplicada a la cinta o alambre sea constante en todas las lecturas de una misma línea de convergencia, para que las lecturas sean comparables entre sí en cada una de las mediciones.

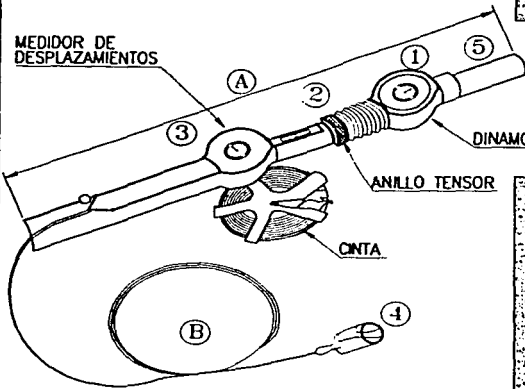


MEDIDOR DE
DESPLAZAMIENTOS

DINAMOMETRO

ANILLO TENSOR

CINTA



COMPONENTES DEL EXTENSOMETRO DE CINTA

MEDICION DE CONVERGENCIAS

- A) UNIDAD DE LECTURA
- B) CINTA
- 1) DINAMOMETRO
- 2) DISPOSITIVO TENSOR
- 3) MEDIDOR DE DESPLAZAMIENTOS
- 4, 5) DISPOSITIVOS DE SUJECION.

FIG. II.11 EXTENSOMETRO DE CINTA.

Extensómetro de Barra.

Consiste en dos barras huecas de aluminio de sección circular o cuadrada, que puede deslizarse libremente una dentro de la otra; para determinar los desplazamientos entre barras, una de ellas está graduada y la otra cuenta con un vernier; el instrumento está equipado con un termómetro para corregir las lecturas por cambios de temperatura. Este aparato es común utilizarlo en túneles pequeños, con alturas menores de 6 m y su precisión varía de 0.1 a 1.0 mm.

Instalación.

Las referencias de medición son pernos de punta cónica o varillas con punta de bala empotrados en la pared del túnel, para garantizar que los apoyos de medición sean siempre los mismos.

Medición.

Los extremos de las barras se apoyan en las referencias empotradas en la pared del túnel y se toma la lectura, marcada en la barra graduada, precisando el valor con el vernier; al mismo tiempo se registra la temperatura para efectuar la corrección correspondiente.

Es importante registrar las lecturas en forma clara para que se facilite la interpretación, para ello los registros de campo para secciones de convergencia deberán contener lo siguiente:

- a) Identificación. Datos de la obra como tramo, fecha, cadenamamiento de las secciones instrumentadas.
- b) Croquis de localización de los puntos de medición. Permitirá identificar las secciones de convergencia.
- c) Línea de convergencia. Donde se identifican los puntos extremos de la línea de medición.
- d) Lectura. Se anotará mínimo dos lecturas para cada línea; en caso de que exista una dispersión importante entre las lecturas, se realizará una tercera.
- e) Convergencias. Serán las diferencias entre la lectura inicial y la lectura subsecuente.
- f) Observaciones. Se anotará cualquier imprevisto o acontecimiento importante que influya en el comportamiento geotécnico y consecuentemente en las mediciones.

Resultados obtenidos.

La interpretación se enfoca principalmente a tres aspectos fundamentales: la correlación de las convergencias con los asentamientos medidos en la superficie de la

formación natural, la evaluación del comportamiento de la estructura instrumentada y la relación con el procedimiento constructivo.

Inclinómetro.

Objetivo.

El inclinómetro permite conocer la distribución con la profundidad de los desplazamientos horizontales que se presentan en la masa de suelo.

Instrumento.

El inclinómetro es un equipo de medición constituido por los siguientes cuatro elementos:

Ademe. Es una tubería metálica o de plástico telescópica, disponible en tramos de 1.5 y 3 m de longitud, generalmente con diámetro de 8.1 cm y 0.22 cm de espesor que se une mediante coples para alcanzar la profundidad requerida; esta tubería tiene ranuras longitudinales perpendiculares entre sí, que sirven de guía a la sonda durante las mediciones. El ademe se instala en una perforación vertical, empotrando su extremo inferior en el fondo de ésta y frecuentemente en un estrato resistente que pueda considerarse inmóvil.

Sonda. Es la unidad de medición portátil, que aloja el sensor de inclinación; éste último consiste básicamente en una masa guía instrumentada que genera una señal eléctrica proporcional a su inclinación. La unidad sensible tiene un circuito interno que es un puente de Wheatstone; la otra mitad, así como un potenciómetro de precisión, resistencias y las necesarias conexiones va instalada en la caja o consola de medición. El conjunto está accionado por baterías. Cuando la unidad sensible se inclina, por haberlo hecho la tubería en que se introduce, el péndulo (masa guía) permanece vertical, de manera que la resistencia calibrada con la que contacta queda dividida en dos porciones desiguales, lo que cambia el circuito interno y modifica las lecturas en la consola de medición. En otra variante de unidad sensible, el principio de operación consiste en que en el extremo inferior del péndulo, en lugar de modificar una resistencia incluida en un circuito eléctrico, está sujeto por un resorte instrumentado con sistemas de medidores eléctricos de deformación (strain gages); cuando el péndulo se inclina varía la longitud del resorte y por lo tanto también la del filamento metálico del medidor eléctrico, con lo que cambia la resistencia de éste y se hace la correspondiente lectura en el circuito.

Cable eléctrico graduado. Transmite las señales de onda hacia la unidad de registro de lectura; además, sirve como referencia para conocer la profundidad de la sonda en los distintos niveles de medición ya que está graduado generalmente a cada 0.5 m.

Unidad de medición y lectura. Su función es recibir las señales eléctricas y transformarlas en lecturas analógicas o digitales para su registro e interpretación, así como generar la energía necesaria para activar la sonda.

El inclinómetro se muestra en la Fig. II.12.

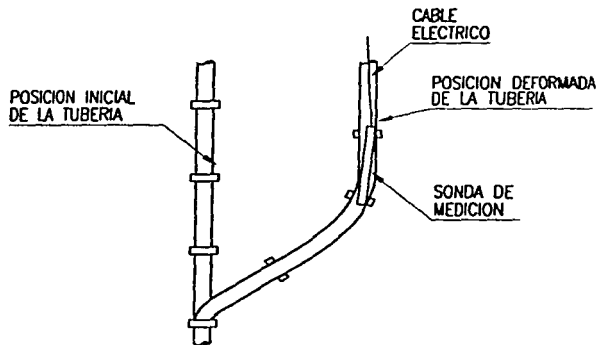
Instalación.

Los inclinómetros se instalan en las zonas donde los factores de estabilidad de una excavación o una formación natural sean críticos y donde existan estructuras de importancia o susceptibles de sufrir daños por movimientos. En cada caso deberá efectuarse un análisis para conocer el orden de la magnitud de los desplazamientos que se presentarán durante la construcción; comparando así los valores calculados con la sensibilidad de la sonda de medición, con ello se decidirá la aplicabilidad del inclinómetro al caso en estudio y podrá elegirse el tipo de sonda más adecuado, puesto que existen diversos tipos.

La profundidad de instalación de los inclinómetros se fijará a partir de la estratigrafía del sitio y del análisis de las superficies potenciales de falla, de tal manera que se asegure el empotramiento de la base del ademe. El material de confinamiento de la tubería dependerá del tipo de suelo predominante en el sitio; por ejemplo, en suelos blandos se empleará mezclas de bentonita-cemento-agua. Los inclinómetros se instalarán antes de iniciar cualquier trabajo que pueda perturbar las condiciones mecánicas naturales de las formaciones.

Los pasos a seguir para una adecuada instalación son los siguientes:

- a) Se perfora el barreno de 4 1/2 pulgadas de diámetro, en suelos blandos, el pozo se estabiliza utilizando lodo bentonítico; por su parte en suelos de consistencia dura se perfora en seco para evitar las alteraciones de las propiedades mecánicas de la formación natural en estudio.
- b) Simultáneamente a la actividad anterior es conveniente ensamblar los tramos de tubería para iniciar su instalación tan pronto se termine la perforación; debe vigilarse que las torsiones de las guías de las tuberías se compensen en segmentos consecutivos. Así mismo en el extremo inferior de la tubería se colocará un tapón que evite la entrada del suelo al interior.
- c) Una vez que se ha colocado a la profundidad requerida, se limpia la perforación haciendo circular un fluido hasta que retorne con un mínimo de partículas sólidas.
- d) Se baja la tubería dentro de la perforación, cuidando que un par de las ranuras sean perpendiculares al eje de la excavación; durante esta etapa, se prepara la mezcla de bentonita-cemento-agua, para evitar que fragüe antes de la inyección.
- e) En suelos blandos, la mezcla de bentonita-cemento-agua se inyecta a baja presión desde el fondo del barreno; en suelos compactos perforados en seco, se hace



DEFORMACION DE LA TUBERIA DE UN INCLINOMETRO

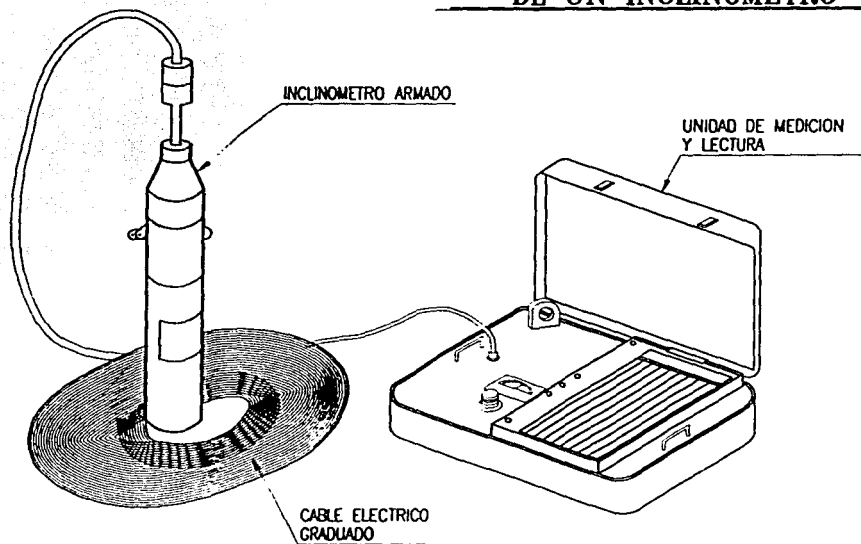


FIG. II.12 INCLINOMETRO.

circular aire desde el fondo con una manguera al tiempo que se vierte la arena desde la superficie, haciéndola pasar a través de una malla para lograr su colocación en estado suelto.

- f) Se fija el extremo superior de la tubería con un soporte y se construye el muerto de concreto que servirá como registro de protección al inclinómetro, a continuación se marca con una clave de identificación.
- g) Se toma la primera serie de lecturas del inclinómetro, que será la referencia para conocer la evolución de los desplazamientos horizontales durante el tiempo que comprenda el programa de medición.

Medición.

La sonda de medición se hace descender por su tubería empleando equipo auxiliar consistente en: polea y sujetador de cable, carrete de cable para medir profundidades. A medida que va bajando, se van obteniendo lecturas en intervalos prefijados. Una calibración previa de laboratorio puede lograr que las carátulas de la caja consola de medición lean directamente la inclinación que corresponden a cada lectura eléctrica.

La sensibilidad del instrumento permite detectar un minuto de arco en forma confiable, en la desviación que la tubería especial vaya sufriendo respecto a la vertical.

Es usual hacer todas las lecturas con el inclinómetro en dos posiciones ortogonales entre sí, utilizando la disposición de las ranuras de la tubería. Esto tiene por objeto obtener en forma más precisa la imagen de deformación en el espacio, por lo que es muy recomendable orientar los planos definidos por las ranuras en oposición según las direcciones principales de deformación. La tubería debe ser suficientemente flexible para seguir fielmente los movimientos del terreno y, a la vez lo suficientemente fuerte para soportar las maniobras de la instalación.

El espaciamiento de las operaciones de lectura dentro del tiempo es muy variable y depende de cada proyecto. En términos generales suele convenir usar espaciamientos menores al principio y mayores en épocas posteriores de medición.

Debe insistirse en la necesidad de establecer, con ayuda del personal especializado un riguroso control estadístico, haciendo en cada punto por lo menos dos lecturas en cada orientación del aparato, con fines de verificación. El programa de computación que se desarrolle para el cálculo de los desplazamientos no debe admitir valores que se desvíen en más de un 5 %. Durante la toma de lecturas debe contarse con los registros de las mediciones anteriores, para detectar diferencias significativas originadas por desplazamientos o errores de medición; así podrán verificarse oportunamente las lecturas que presenten la mayor desviación.

Información obtenida.

Las mediciones con inclinómetro deben interpretarse siempre en función del análisis geotécnico de deformaciones asociadas al caso en estudio; de esta manera, podrán

identificarse los errores originados por deficiencias en la instalación o mal funcionamiento y operación de la sonda.

Al evaluar la confiabilidad de las mediciones, debe tomarse en cuenta que el uso del inclinómetro se basa en las siguientes hipótesis:

- La rigidez de la tubería no interfiere con los desplazamientos horizontales de la masa de suelo.
- La capacidad de la tubería para telescopiarse es independiente de las deformaciones angulares en los coples.
- La fricción entre los coples y la tubería principal es despreciable e independiente del procedimiento de instalación del fleje y de la presencia eventual de partículas de arena que limitan la capacidad al deslizamiento.
- Cuando la tubería se deforma en un plano distinto al del péndulo sensor, la fricción y la torsión inducida en su soporte no afectan la medición.

Estas condiciones generalmente no se cumplen totalmente en la realidad; por tanto, es indispensable estimar el orden de magnitud del error inducido por los aspectos mencionados para así evitar conclusiones equivocadas.

Comentarios.

La confiabilidad de las mediciones depende en gran medida del procedimiento de instalación; debe vigilarse específicamente la verticalidad y limpieza del pozo, así como las características del material de confinamiento de la tubería. En suelos blandos debe evaluarse cuidadosamente el efecto de la rigidez de la tubería, la cual influye significativamente en las mediciones.

En caso de que un tubo de inclinómetro se instale atravesando un estrato blando limitado por suelos duros, puede ocurrir pandeo lateral de la tubería por efecto de cargas axiales inducidas durante el proceso de deformación de la masa de suelo; en estas condiciones se generará una lectura de inclinación falsa en forma sistemática.

El equipo de medición es delicado, por lo cual el personal encargado de su manejo y de las mediciones debe ser muy cuidadoso y capaz de detectar cualquier error durante la toma de lecturas, para corregirlo inmediatamente.

Diversos dispositivos.

Es importante comentar que existen diversos dispositivos medidores de deformaciones y presiones, los más usuales en la práctica de la ingeniería mexicana son los que ya se han descrito; sin embargo consideramos de importancia mencionar algunos otros los cuales describiremos brevemente a continuación.

Dentro de los aparatos medidores de deformación existe el torpedo medidor de asentamientos. el cual frecuentemente se emplea para medir las deformaciones verticales en terraplenes, en este sistema de medición se sitúa en una perforación previa un tubo especial formado con tramos unidos por coples exteriores, que permiten el juego telescópico de los tramos, los que pueden ir juntándose uno a otro a medida que los arrastra el efecto de consolidación de la masa de suelo que los rodea y contiene; debido a lo anterior varía la longitud aparente del sistema de tubos, que debe haberse colocado cubriendo todo el espesor cuyo asentamiento se desea medir, de la misma forma varían las distancias de los pequeños escalones que se marcan por la parte interior del tubo a consecuencia de la unión de un tramo de la tubería con el cople correspondiente. Un instrumento medidor, denominado torpedo es introducido por el interior de la tubería y está provisto de un sistema de pequeñas patas extensibles que señalan el momento en que se produce un cambio brusco en el diámetro de la tubería por la presencia de una de las discontinuidades ya descritas. De esta manera es posible desde la superficie conocer la posición relativa de los escalones y deducir los asentamientos habidos al comparar dichas posiciones con la inicial. Este dispositivo ofrece la ventaja de que los asentamientos pueden conocerse también a diferentes profundidades.

Los medidores de celda son otros dispositivos capaces de medir asentamientos, básicamente consiste en una celda instalada bajo el terreno en que se desean medir los asentamientos, en su interior contiene un líquido que llena parcialmente la celda; a una distancia fuera de la influencia de las deformaciones se ubica un tablero en el cual se registrará la medición. el cual contiene un mecanismo que suministra presión por medio de gas y a través de una línea de tubo, la presión suministrada es perfectamente medida y controlada por medio de un manómetro; el mismo tablero recibe otra línea de tubo, proveniente de la celda y sujeta a lado de una escala vertical, de manera que cualquier presión aplicada por el gas se comunica al líquido en la celda y lo hace pasar a través de la línea de comunicación hasta el tablero registrando una cierta altura en la escala; después de un cierto tiempo dentro del programa de mediciones se aplicará la misma presión aplicada anteriormente al líquido de la celda, pero ésta se habrá asentado una cierta distancia; correspondientemente, el líquido en la escala vertical subirá a una altura menor que la registrada en la medición anterior, siendo la diferencia de alturas la magnitud del asentamiento.

Otro dispositivo que sirve para medir las deformaciones, son las plomadas, su objeto es determinar la pérdida de verticalidad principalmente en elementos estructurales. Son dispositivos generalmente de forma cilindro-cónica a los que se les coloca una cuerda o cable que a su vez es sujetado en una estructura de soporte en la parte superior del elemento que desea medirse, la plomada cuelga libremente y en la base o parte inferior del elemento se coloca una placa o retícula generalmente metálica que tiene la misma graduación en dos direcciones, la punta de la plomada puede posicionarse dentro de esta retícula y tomar así la lectura inicial, posteriormente después de un cierto tiempo se tomará una nueva lectura y la deformación o desplomo del elemento medido será la diferencia de las coordenadas inicial y subsecuente en la dirección registrada.

Los medidores de junta o "testigos" son dispositivos que sirven para medir la actividad en grietas, los testigos más rudimentarios son los de yeso en forma de sello que se colocan sobre la estructura agrietada identificándose la fecha de instalación y proporcionan principalmente en forma cualitativa la evolución de las grietas. Hay otros instrumentos un poco más sofisticados conocidos con el nombre de medidores de junta de dos y tres direcciones, los cuales están formados por dos placas de aluminio que tienen graduaciones en milímetros en dos o tres direcciones. Una de las placas es fijada a lado del agrietamiento, mientras que la segunda placa es fijada al otro lado, una vez fijadas las placas las graduaciones quedan orientadas en dirección a la grieta y en dirección normal a la grieta cuando son medidores de dos direcciones; y tienen una tercera dirección normal al plano de la grieta cuando son de tres direcciones.

Se efectúa la lectura inicial marcando sobre la graduación de una de las direcciones el borde de la grieta, después de un tiempo se efectúa la siguiente medición observando la marca realizada con anterioridad, si la marca no coincide con el borde de la grieta, significa que existe un desplazamiento en la dirección medida y que la grieta se encuentra activa, el mismo procedimiento se efectúa para las demás direcciones, un medidor de juntas en tres direcciones se observa en la Fig. V.8 del capítulo V.

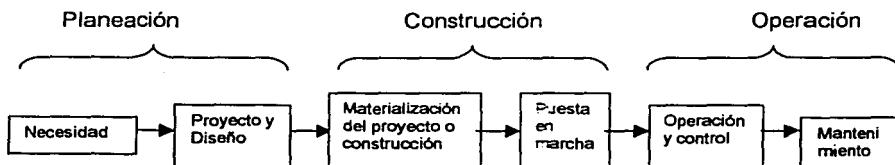
CAPITULO III
PROGRAMACIÓN DE SISTEMAS
DE INSTRUMENTACIÓN.

III.1. GENERALIDADES.

En este capítulo se describirán los aspectos teóricos que deben tomarse en consideración en la etapa de planeación del programa de instrumentación en los proyectos en los que se necesite conocer el comportamiento mecánico del suelo y de la roca con la ayuda de dispositivos geotécnicos. Se comentarán los requisitos que deberán preferentemente cumplirse para obtener como resultado un programa de mediciones que reporte de manera confiable, eficiente y económica, información referente a ese comportamiento y que permita tomar decisiones técnicas que indudablemente producirá efectos benéficos en las obras de ingeniería

Es importante recordar que planear es decidir con anticipación qué hacer, cómo hacerlo, cuándo hacerlo y quién debe hacerlo. La planeación en este caso debe ser elaborada por personal especialista con experiencia en la aplicación y manejo de instrumentos geotécnicos, en ese sentido no es suficiente con conocer superficialmente los tipos de instrumento, sino que influye también el conocimiento de la mecánica de suelos o rocas, así como el procedimiento constructivo de las obras.

El procedimiento general a seguir en la elaboración de un proyecto de ingeniería se puede ilustrar en el siguiente esquema, en el cual se identifican las siguientes fases: planeación, construcción y operación.



La elaboración de un programa de mediciones en el cual se emplean instrumentos geotécnicos es muy parecida a otros programas empleados en la ingeniería. Se comienza por definir los objetivos y fines del programa; luego se determinan cuidadosamente los procedimientos a seguir y se aplican dichos procedimientos cuidando en todo momento que las decisiones tomadas se basen en estimaciones racionalmente elaboradas.

Los instrumentos descritos en el capítulo II constituyen una herramienta para la geotecnia que permite definir la magnitud de los parámetros del comportamiento mecánico de los suelos y las rocas, la instrumentación geotécnica es sin embargo omitida en muchos casos debido a que influye en la presupuestación y avance de las obras. No obstante, la utilidad que tiene es muy importante y se requiere obtener de ella resultados confiables, por esta razón es indispensable elaborar un programa de actividades para la implementación y control de los instrumentos, que incluya en un principio la identificación del problema, la selección cuidadosa de los parámetros a

medir, los tipos de instrumentos, así como su ubicación en campo, el procedimiento de instalación, y finalmente la medición e interpretación de los resultados obtenidos.

III.2. ALGORITMO DE JOHN DUNNICLIFF PARA LA PROGRAMACIÓN DE SISTEMAS DE INSTRUMENTACIÓN GEOTECNICA.

John Dunicliff en su obra "Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance", propone un algoritmo compuesto por 20 pasos que constituye la secuencia a seguir para elaborar un programa de instalación y control de un sistema de instrumentación geotécnica, en la Fig. III.1 se muestra el algoritmo con los 20 pasos y posteriormente en los incisos III.3 a III.5 se hablará de ellos con mayor detalle.

El algoritmo resulta una guía sencilla y práctica que puede aplicarse en la elaboración de cualquier programa de instrumentación, independientemente del tipo de obra que se trate. En general estos 20 pasos pueden agruparse en la planeación de las siguientes cuatro etapas:

- a) Programa de instrumentación
- b) Instalación del sistema de instrumentación
- c) Operación y control del sistema de instrumentación
- d) Interpretación de los resultados del sistema de instrumentación.

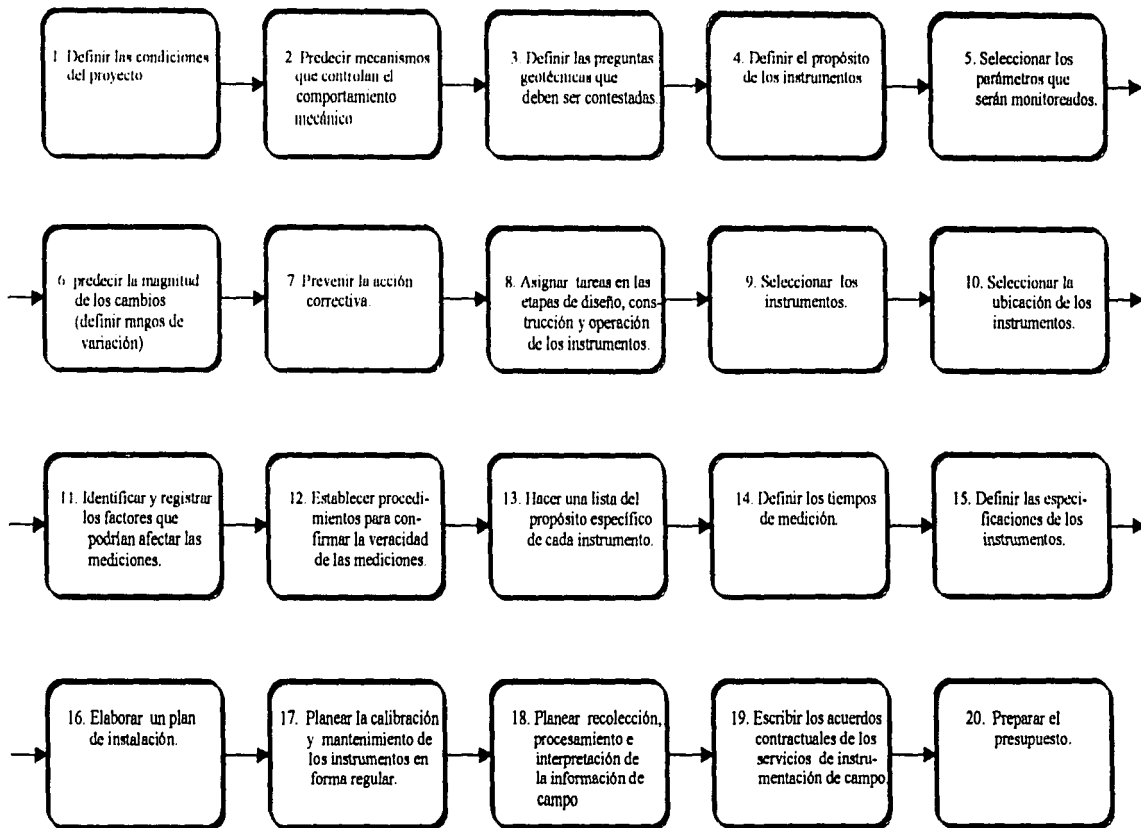


FIG. III.1. ALGORITMO DE JOHN DUNNICLIFF PARA LA PROGRAMACIÓN DE SISTEMAS DE INSTRUMENTACIÓN.

III.3. PROGRAMA DE INSTRUMENTACIÓN.

III.3.1. Definición de las condiciones del proyecto.

Antes de iniciar cualquier acción encaminada a la instalación de instrumentos geotécnicos es de suma importancia familiarizarse con las condiciones del sitio de la obra que será instrumentada. Las características y condiciones más importantes que conviene conocer en estos casos son: geología del sitio, estratigrafía del suelo, propiedades índice y mecánicas del subsuelo, condiciones de drenaje, condición de estructuras cercanas al sitio de interés, condiciones ambientales y programa del proceso constructivo.

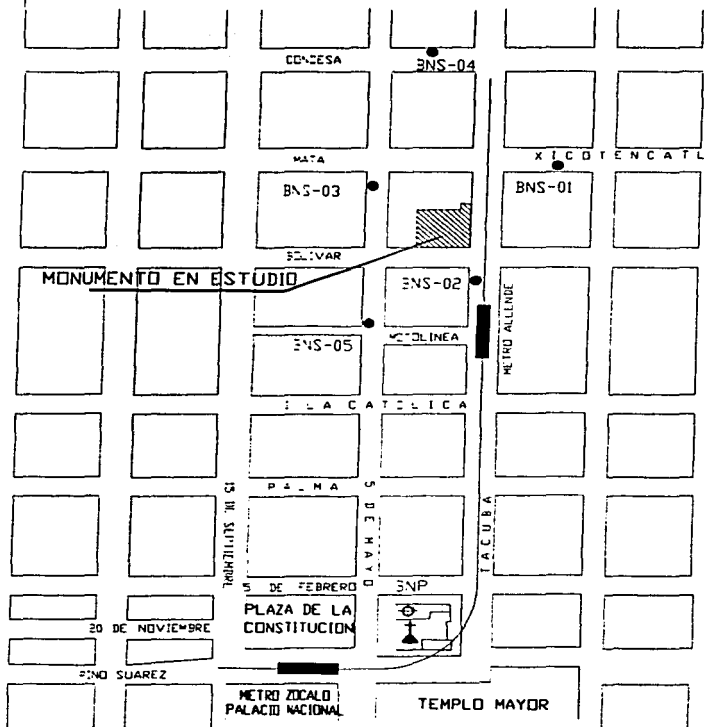
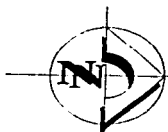
Una vez conocidas las condiciones del proyecto por instrumentar y previo a implementar un programa de instrumentación, es necesario determinar qué parámetros se requieren conocer para evaluar el comportamiento mecánico de las obras de ingeniería, así por ejemplo se puede mencionar la presión de poro y los esfuerzos efectivos, la consolidación, el esfuerzo cortante, y las características del flujo de agua a través de la formación natural. Deben desarrollarse hipótesis para sustentar los mecanismos que probablemente controlen el comportamiento de la formación natural, dichas hipótesis deben considerar las condiciones de proyecto mencionadas en el párrafo anterior.

A continuación se deben definir los aspectos geotécnicos que interesa conocer, es decir, cada instrumento seleccionado e instalado debe dar respuesta a una pregunta específica referente al comportamiento mecánico del suelo o del macizo rocoso, si esa pregunta no existe, no se justifica la instalación del instrumento. Por consiguiente es importante elaborar una lista con las preguntas geotécnicas que pudieran surgir en las fases de diseño, construcción, operación y mantenimiento de una obra.

Para ejemplificar el proceso de programación de instrumentación geotécnica, en este trabajo escrito utilizaremos los aspectos considerados en el proyecto del Ex - Hospital de Betlemitas, recordando que en el capítulo V se describirá con mayor detalle los resultados obtenidos a partir de los instrumentos; asimismo se escribirá el proyecto de estabilización de taludes en Metztlán Hidalgo.

Ex - Hospital de Betlemitas.

El edificio denominado Ex - Hospital de Betlemitas, propiedad del Banco de México, está ubicado en la calle de Tacuba No. 17, esq. con Bolívar, en el centro histórico de la ciudad de México, Fig. III.2. Desde el punto de vista geotécnico se ubica dentro de la zona de Lago, particularmente dentro de la subzona Lago centro II, constituida por arcillas lacustres altamente preconsolidadas por efecto de las sobrecargas prehispánicas. la colocación de grandes espesores de rellenos, la construcción de edificaciones y en los últimos sesenta años por el efecto del intenso bombeo profundo para la extracción de agua subterránea en la ciudad.



SIMBOLOGIA

- BNS-01 BANCO DE NIVEL SUPERFICIAL.
- ⊕ BNP- BANCO DE NIVEL PROFUNDO.

FIG.- III.2 CROQUIS DE LOCALIZACION DEL EX-HOSPITAL DE BETLEMITAS.

SIN. ESC.

La edificación está catalogada como monumento histórico, data del siglo XVIII, y se encuentra construida sobre los restos de las construcciones del Mayorazgo de Vergara y Urrutia. Después de su construcción ha tenido diferentes usos que dieron lugar a modificaciones en su fisonomía y estructura original. En 1993 El Banco de México inició la reestructuración y readaptación a usos contemporáneos del inmueble, se identificó que la estructura manifestaba una configuración de deformación histórica de mayor hundimiento hacia la esquina sur poniente, un alabeo de muros de las fachadas hacia el centro del inmueble, y desplomos de las columnas hacia la parte central de los dos claustros. La planta arquitectónica del inmueble se observa en la Fig. III.3.

Las hipótesis elaboradas y por las cuales se manifiesta el efecto de deformación son las siguientes:

- a) Cargas propias del inmueble incluyendo la colocación de rellenos.
- b) La interacción con edificaciones vecinas incluyendo el cajón subterráneo de la línea 2 del metro.
- c) El hundimiento regional del Valle de México.
- d) En los últimos años los movimientos asociados al proceso de adaptación a obras cercanas como:
 - Excavación para la construcción del sótano del edificio colindante.
 - Retiro de rellenos para el rescate de niveles arquitectónicos originales.
 - Descarga por efecto de las excavaciones para la construcción de estructuras subterráneas.

El objetivo general del sistema de instrumentación es conocer y evaluar en forma oportuna los movimientos que se presentan en el edificio y áreas adyacentes, para poder distinguir entre los movimientos asociados a los trabajos de obra por rehabilitación estructural y arquitectónica y el hundimiento regional, evaluando al mismo tiempo las condiciones de estabilidad y servicio del edificio por efectos residuales de la obra e inclusive otros factores ajenos al inmueble como sismos, bombeo local, la presencia del cajón del metro de la línea 2 y restos prehispánicos y coloniales que perturban el hundimiento regional.

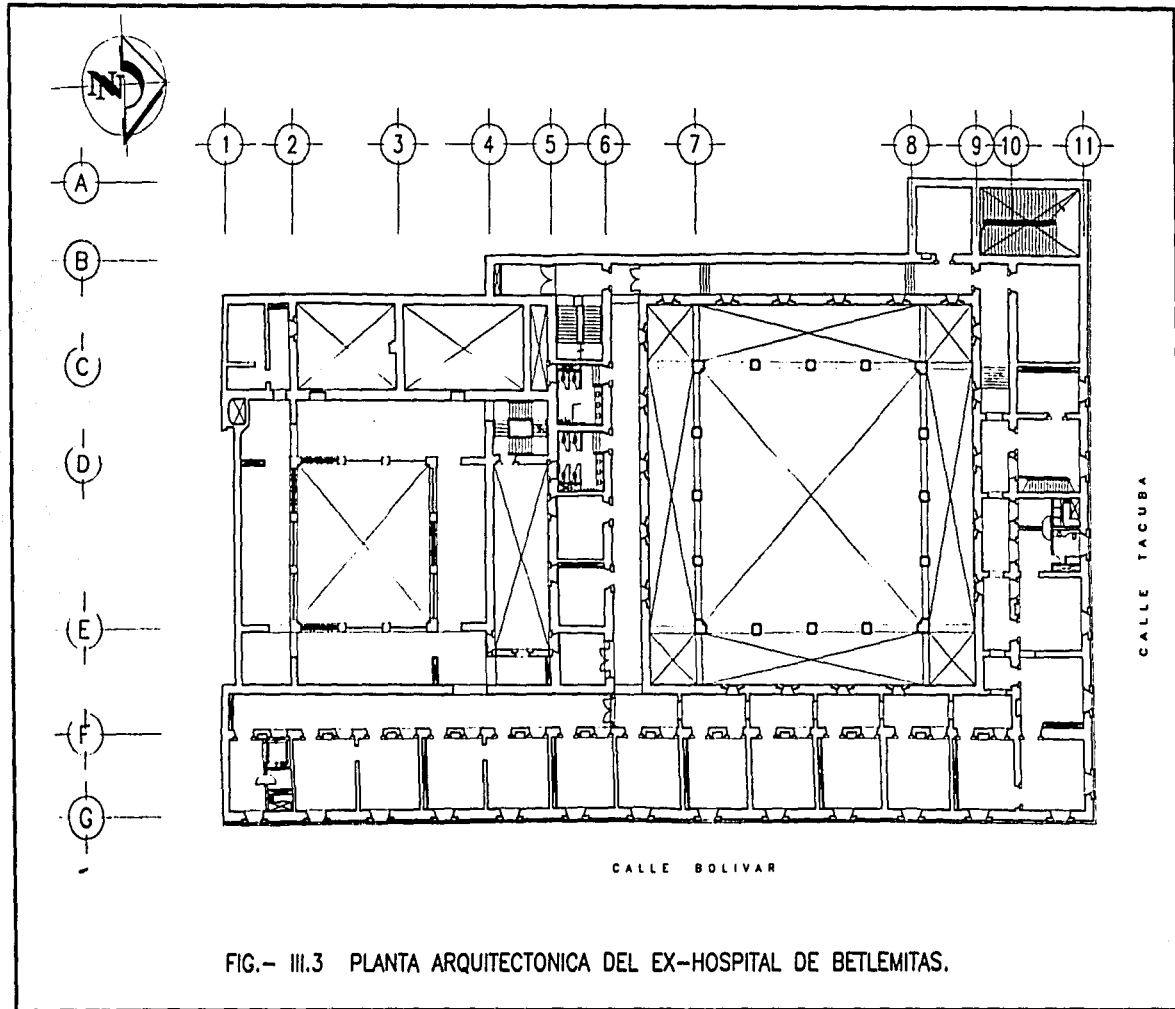


FIG.- III.3 PLANTA ARQUITECTONICA DEL EX-HOSPITAL DE BETLEMITAS.

III.3.2 Identificación de los parámetros a medir.

La determinación de las características y propiedades mecánicas de los materiales que constituyen las formaciones naturales es una labor compleja y con resultados aproximados. El comportamiento mecánico de los suelos y rocas no puede compararse por ejemplo, con el comportamiento mecánico del acero en la construcción, en donde el diseñador de estructuras de acero trabaja con materiales prefabricados, sus propiedades son específicas y su manufactura es controlada, por lo que la evaluación numérica de sus propiedades ingenieriles como la resistencia, el módulo de elasticidad, la deformación unitaria, etc, son bastante aproximadas a las reales. El valor de estas cantidades pueden ser, por con siguiente, empleadas en el diseño estructural y así elaborar planos y preparar especificaciones de construcción. No ocurre lo mismo con el diseño geotécnico, en donde el cálculo de parámetros entra solo dentro de un rango probable.

El uso de programas de instrumentación geotécnica, resuelve en gran medida este problema, ya que la aproximación de la magnitud de los parámetros de esfuerzo y deformación es mayor debido a la información proporcionada por la lectura de los dispositivos que miden directamente en el terreno el comportamiento de dichos parámetros bajo las condiciones reales del proyecto. La observación cuidadosa de estos parámetros es necesaria para determinar y comprender el comportamiento mecánico de las formaciones naturales.

En general, los parámetros que pudieran ser monitoreados en cualquier tipo de obra civil, se clasifican como sigue:

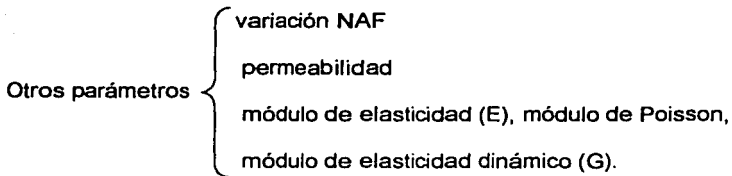
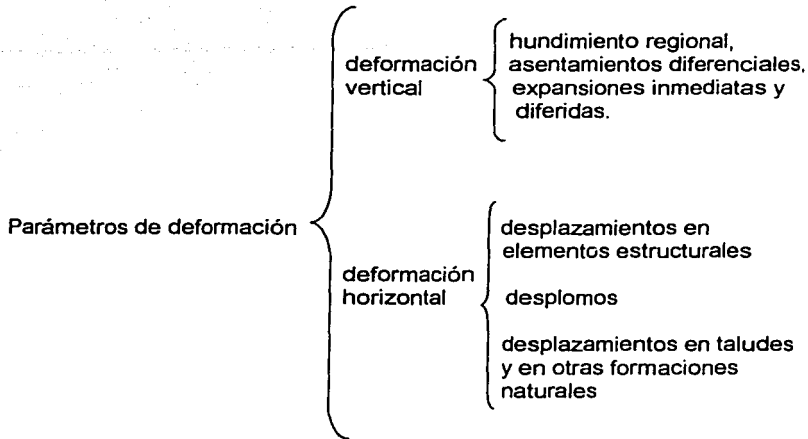
Parámetros de esfuerzo

Presión hidrostática.

Presión de poro

Esfuerzos totales

Esfuerzos efectivos, que para formaciones saturadas se obtiene a través del conocimiento de los esfuerzos antes anotados.



Por ejemplo, en la construcción de un edificio de gran altura cimentado en suelo blando, interesa conocer la resistencia del suelo al esfuerzo cortante para calcular su correspondiente capacidad de carga, pero también reviste importancia el fenómeno de deformabilidad para evitar grandes asentamientos.

Otro caso particular es el referente a los trabajos de excavación para la construcción del tren subterráneo en la ciudad de México, donde los parámetros más importantes para evaluar el comportamiento mecánico del suelo son: deformación vertical y horizontal, presiones de poro y variación del nivel de aguas freáticas. La elección de éstos parámetros dependerá de las condiciones de cada proyecto.

Es muy deseable que el ingeniero instrumentista haga una predicción anticipada de los resultados para estimar los rangos de variación del instrumento. Con el mínimo y máximo valor probable de medición se puede seleccionar la sensibilidad y precisión de los instrumentos, combinando ambas características para obtener resultados más confiables. En algunos casos se requiere alta precisión, cuando los cambios en la

medición de los parámetros son significativos o cuando el periodo de tiempo entre una y otra medición es relativamente corto.

Si las mediciones tienen el propósito de evaluar las condiciones de estabilidad y servicio de una estructura, se hace un cálculo predeterminado que nos permita comparar las condiciones más desfavorables que pudieran ocurrir con las permisibles y en su caso implementar las acciones pertinentes para incrementar los factores de seguridad de la obra de que se trate.

En el caso del Ex –Hospital de Betlemitas, los parámetros a medir con los instrumentos geotécnicos son:

- a) Variación del nivel de aguas freáticas.
- b) Presión de poro
- c) Deformaciones verticales:
 - hundimiento regional
 - deformaciones verticales asociadas a los trabajos de obra
 - deformaciones verticales diferenciales : desplomos y agrietamientos
- d) Deformaciones horizontales:
 - desplazamientos horizontales del subsuelo a diferentes profundidades.

Aunado al efecto de hundimiento regional en el centro histórico de la ciudad de México, han ocurrido durante los trabajos de obra eventos significativos que han influido temporalmente en la respuesta del monumento histórico, tales como la excavación y construcción de la cimentación del edificio vecino en la colindancia sur y el retiro de rellenos para recuperar niveles arquitectónicos, y recientemente el fenómeno de descarga generalizada debida a la construcción de estructuras subterráneas para alojar instalaciones del edificio en cuestión. Por lo anterior se ha manifestado una superposición de hundimientos y expansiones que actualmente se refleja como un efecto de emersión aparente

Se estimaron las magnitudes de deformación, obteniéndose los siguientes resultados; para los movimientos verticales dentro del área ocupada por el inmueble los límites máximos de hundimiento serán de 30 cm. En lo que respecta al hundimiento regional, se estima que se manifieste con una velocidad de 10 cm /año según el último boletín de la Comisión de Aguas del Valle de México. Los desplomos máximos permisibles se calcularon mediante la siguiente expresión:

$D = 100 / (100 + 3h)$ por ciento, resultando el desplomo de 9.8 cm, donde h representa la altura de la construcción, en m.

Para los instrumentos que midan deformaciones verticales y horizontales la tolerancia

* Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones

aceptada se consideró de ± 2 mm.

La variación del nivel de agua freática se presenta únicamente en la costra superficial, es decir, hasta una profundidad de 4.80 m respecto al nivel del terreno natural y la aproximación admisible establecida es de ± 1 cm, misma aproximación fue establecida para las mediciones de presión de poro.

Para medir la actividad en grietas la aproximación de los instrumentos se estableció como 0.5 mm.

III.3.3. Selección de instrumentos.

Los instrumentos geotécnicos de acuerdo a su funcionamiento se clasifican en:

- Ópticos
- Mecánicos
- Hidráulicos
- neumáticos
- eléctricos
- otros

El bajo costo de un instrumento no debe ser el condicionante principal para su selección, puesto que esto no siempre implica bajar el costo total de un sistema de instrumentación, la evaluación económica para la elección de instrumentos debe tomar en cuenta el costo total, que incluye: la calibración, la complejidad en la instalación, el mantenimiento, la frecuencia en las mediciones y el procesamiento de la información; considerando todos estos aspectos diversas alternativas deben ser evaluadas y comparadas entre sí para seleccionar los instrumentos más adecuados.

Otro aspecto importante para la selección de los instrumentos es contar con el personal capacitado para el manejo y operación de los mismos; por lo cual es conveniente que los operadores entiendan perfectamente el funcionamiento de los instrumentos, de no ser así, se deberá recurrir a ingenieros geotecnistas, a geólogos o al fabricante con el fin de capacitar al personal de operación en el manejo eficiente de cada dispositivo para de esta manera asegurar la calidad en los trabajos.

Los instrumentos deben estar diseñados para funcionar adecuadamente bajo las condiciones ambientales severas del sitio en donde vayan a ser instalados; desafortunadamente algunos instrumentos no son capaces de resistir tales condiciones, por lo que su funcionamiento puede tener cierta incertidumbre. A continuación se mencionan las principales características adversas que pueden dañar los instrumentos por lo cual será necesario tenerlas en cuenta al momento de la selección, y dado el caso tomar las precauciones necesarias durante el tiempo en el que los instrumentos cumplan su función.

Condiciones y factores ambientales a los que están expuestos los instrumentos.

1. Grandes deformaciones, cuando la magnitud de deformación excede el rango de medición.
2. Altas presiones, debidas a sólidos y fluidos.
3. Corrosión, reacciones químicas ocasionadas por agua subterránea, aditivos para el concreto, bacterias, etc.
4. Temperaturas extremas, desde las correspondientes a la congelación hasta altas temperaturas.
5. Choques, golpes, explosiones y actividades de construcción.
6. Vandalismo.
7. Polvo, tierra, fango, lluvia ácida.
8. Humedad, flujo o estancamiento de agua.
9. Deficiencia de energía de abastecimiento para el funcionamiento de los instrumentos.

Otro de los objetivos que deben cubrir los instrumentos seleccionados es la instalación en el sitio adecuado, evitando en la medida de lo posible la interferencia con los trabajos de obra mientras se instalan y se toman las mediciones.

Se deberán establecer con claridad desde el inicio de la obra los alcances y objetivos del sistema de instrumentación, así como la duración del programa de mediciones para determinar con precisión si se trata de un seguimiento geotécnico para la fase de construcción o un seguimiento geotécnico a largo plazo, es decir, durante la vida útil de la obra para de esta manera programar la frecuencia de mediciones y a su vez los periodos de calibración y mantenimiento de los instrumentos, estas condiciones son también determinantes para la selección de los instrumentos como ya se mencionó anteriormente.

En lo referente a la localización de instrumentos, se tomará en cuenta el paso dos del algoritmo de J. Dunncliff, referente a predecir los mecanismos que rigen el comportamiento mecánico de formaciones naturales en el sitio de interés y con ello identificar las zonas críticas que deberán ser instrumentadas.

Un procedimiento adecuado para seleccionar el sitio de instalación de los instrumentos se puede resumir en los siguientes tres pasos:

Primero.- Identificación de zonas específicas, tales como zonas débiles, zonas de concentración de carga, o bien zonas donde se tengan las presiones de poro más elevadas y que históricamente han regido el comportamiento de la formación natural.

Segundo.- Selección de zonas donde la predicción del comportamiento es considerada representativa de todo el sitio y por lo tanto clasificarlas como zonas primarias de instrumentación. Para ello deben tomarse en cuenta tanto las variaciones geológicas como el procedimiento constructivo.

Tercero.- Instrumentación en zonas secundarias con el objetivo de complementar la representatividad y veracidad en las mediciones de aquellas zonas que se consideraron como primarias. Existen también sitios locales en los que los efectos del comportamiento geotécnico es más crítico, a consecuencia por ejemplo del procedimiento constructivo por lo que es muy recomendable densificar la instrumentación para llevar a cabo un control de mediciones que nos permita tener una interpretación más exacta del comportamiento mecánico de las formaciones naturales.

Resulta también importante registrar los factores que podrían influir en las mediciones, dado que algunas veces los instrumentos proporcionan lecturas incongruentes con lo que realmente sucede en las formaciones naturales o en las estructuras instrumentadas, por lo que para una adecuada interpretación de los resultados es necesario tomar en cuenta las mediciones efectuadas en cada uno de los dispositivos y que exista una interrelación entre ellas y a su vez asociarlas al proceso constructivo o a las condiciones geotécnicas que imperen en la obra de que se trate; así mismo deben compararse dichas mediciones con registros preexistentes de los parámetros medidos. Las lecturas erróneas en las mediciones pueden deberse a factores ambientales que afectan la precisión de los instrumentos, como por ejemplo: la temperatura, la lluvia, la nieve, el intenso calor o la sombra; por lo que resulta conveniente leer los instrumentos bajo las mismas condiciones ambientales y en un mismo horario, sin embargo el funcionamiento de los instrumentos debe probarse bajo diferentes condiciones ambientales procurando en la medida de lo posible proteger la instrumentación contra dichos factores.

Considerando lo antes mencionado y una vez identificadas las condiciones del sitio y los parámetros que rigen el comportamiento mecánico en el subsuelo del centro histórico de la cd. de México donde se localiza el Ex - Hospital de Betlemitas, la empresa Ingeniería Experimental S.A. de C.V. efectuó la programación de un sistema de instrumentación para el monumento histórico constituido por: a) Nivelaciones topográficas de precisión, b) piezómetros y pozos de observación, c) inclinómetros, d) secciones de convergencia, e) referencias topográficas en estructura para la medición de desplomos, y f) medidores de juntas; con el objetivo de evaluar las condiciones de seguridad y servicio del inmueble durante el proceso de reestructuración y remodelación. El programa de mediciones ha permitido evaluar la condición de estabilidad del edificio, así como el comportamiento mecánico del subsuelo, distinguiendo entre el hundimiento regional y las deformaciones asociadas al proceso de la obra; el programa de instrumentación también ha permitido emitir recomendaciones a la empresa constructora para efectuar controladamente algunas

actividades, tales como el retiro de rellenos, los cuales se efectuaron gradualmente y en etapas para mitigar los efectos de expansión asociados a la descarga.

El sistema de instrumentación instalado y cuyo control se inició en octubre de 1993 fue diseñado considerando los parámetros geotécnicos que más inciden en el sitio y atendiendo a la deformación en elementos estructurales que se presentaban en el inmueble; dichos aspectos pueden resumirse en la tabla III.1.

Es importante señalar que la ubicación de los instrumentos y densidad de las referencias para el control topográfico se definió tomando en cuenta los sitios del edificio donde históricamente se habían presentado movimientos diferenciales en el subsuelo y en la superestructura, y en aquellas zonas donde se previó que podían presentarse movimientos y deformaciones por la influencia de la construcción de las nuevas edificaciones, como es el caso de la crujía sur. El sistema de instrumentación instalado se muestra en la Fig. III.4.a y III.4.b para la planta baja y planta de entresuelo respectivamente pues son los niveles más representativos en número y diversidad de instrumentos.

Para cumplir con el objetivo del sistema de instrumentación, el programa de mediciones ha sido complementado con base a las necesidades particulares de la obra y que se correlacionan con las actividades tales como trabajos de reestructuración, retiro de rellenos, excavación y bombeo para la construcción de la cimentación del edificio vecino, construcción de estructuras subterráneas, etc. De dichas actividades depende la frecuencia en las mediciones así como la reubicación o restitución de algunos instrumentos.

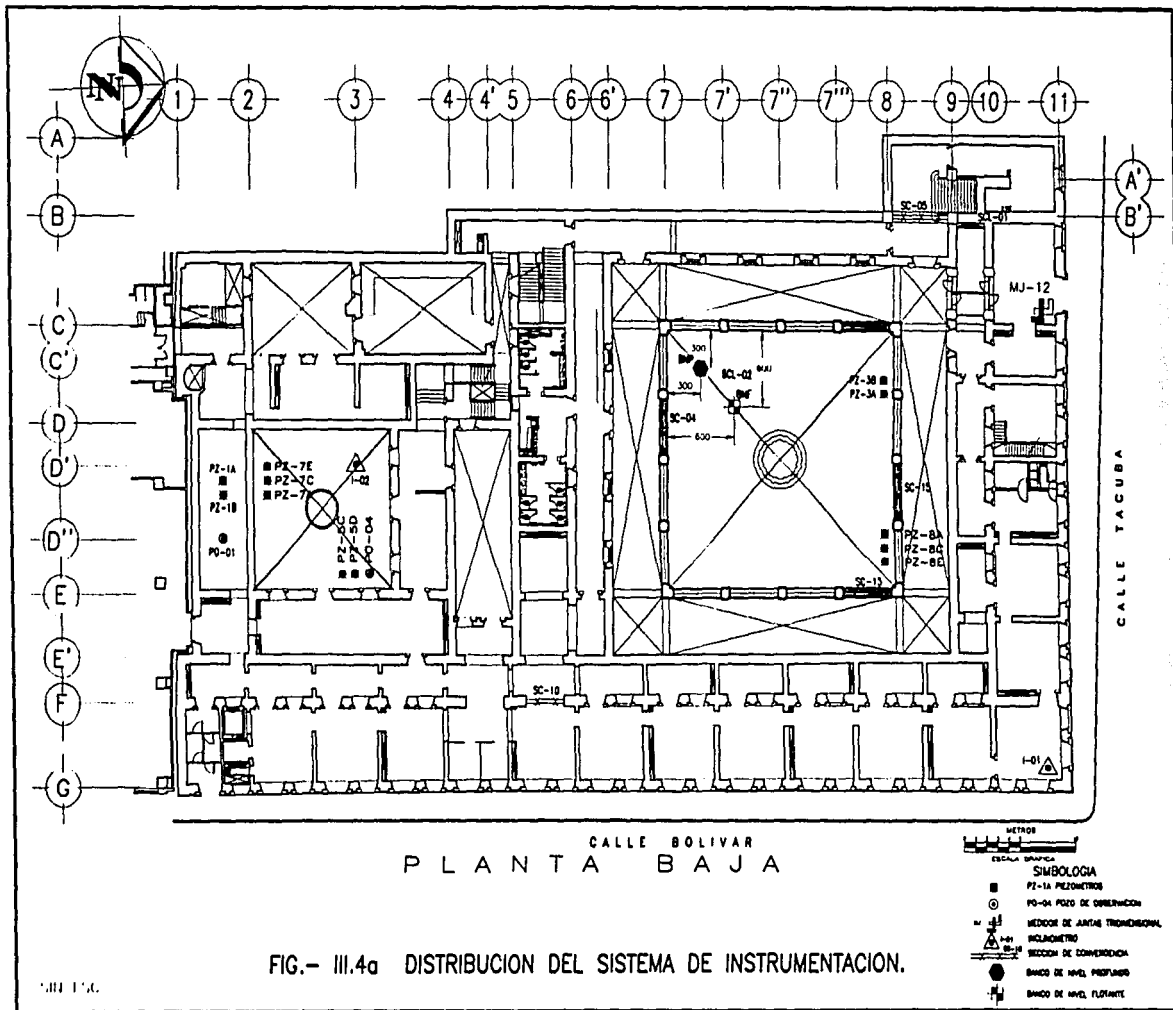
III.4. Programación de la instalación del sistema de instrumentación.

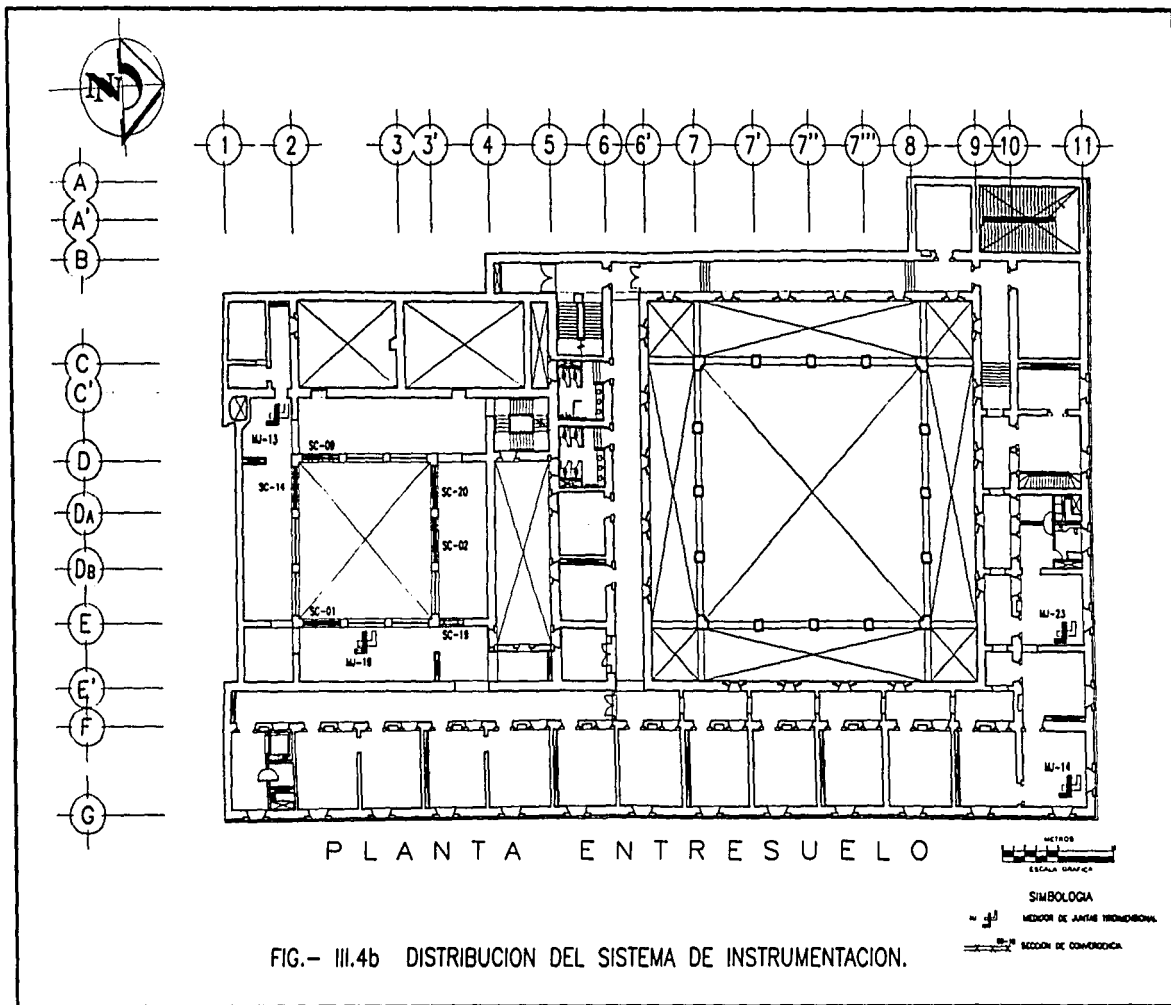
Como parte de la elaboración de un estudio geotécnico para el diseño, construcción o evaluación de una obra civil surge la necesidad de instalar en el sitio de interés un conjunto de instrumentos en cantidad y diversidad adecuada que proporcionen información al ingeniero para tomar decisiones en beneficio de la obra. Sin embargo el nivel de profundidad y alcances del estudio geotécnico desarrollado puede variar significativamente en su contenido y en la forma de plantear el criterio de instalación de los instrumentos, de tal manera que el requerimiento de instalación de éstos, puede ser en algunos casos meramente enunciativo a nivel de recomendación, y en otros puede desarrollarse un proyecto ejecutivo que contenga la información completa y detallada sobre los instrumentos por instalar.

Sobre este punto en particular, tal como lo señala el algoritmo de John Dunnycliff, es de fundamental importancia, en principio, identificar el propósito específico de los instrumentos por instalar y contar con especificaciones correspondientes de instalación y operación de instrumentos.

PARAMETRO A MEDIR	INSTRUMENTO	PROPÓSITO ESPECÍFICO	UBICACIÓN	FACTORES QUE INFLUYEN EN LA MEDICIÓN
Variación del NAF	Pozo de Observación	Conocer la posición del NAF	Esquina SW del patio de Ex - Noviciado	Falta de limpieza, obstrucción por actividades de obra
Presión de Poro	Piezómetro abierto	Conocer la evolución de la presión de poro	Claustro Principal y patio de Ex - Noviciado	Falta de purgado, falta de limpieza, celdas desprotegidas, instalación inadecuada
Hundimiento regional	Banco de nivel superficial	Medir el hundimiento regional	En el entorno de la manzana donde se ubica el inmueble	Falta de calibración del equipo, altas temperaturas, vibraciones, procedimiento inadecuado de medición
Deformaciones verticales asociadas a los trabajos de obra	Referencias topográficas y equipo de nivelación	Registrar los movimientos verticales del inmueble	Elementos estructurales: muros, columnas, traveses y caja de cimentación	Obstrucción de referencias, destrucción de las mismas por actividades de obra, falta de calibración del equipo, inadecuado procedimiento de nivelación
Desplomos	Referencias topográficas y tránsito	Medición de desplazamientos horizontales en columnas	Aristas visibles en columnas y arcos del Claustro principal	Calibración del equipo, vibraciones, pérdida y obstrucción de referencias
Agrietamientos	Medidores de juntas	Registrar actividad en grietas	Arcos, columnas y muros de las esquinas NW y SE del edificio, así como tercio central	Movimientos por golpes debidos a actividades de obra, posición inadecuada del medidor, cambio del personal técnico encargado de la medición
Deformación en elementos estructurales	Secciones de convergencia y extensómetro	Registrar los desplazamientos en líneas de convergencia de arcos	Arcos de Claustro principal y patio de Ex - Noviciado	Calibración del equipo, altas temperaturas, pérdida de líneas de convergencia, cambio del personal encargado de las mediciones
Movimientos Horizontales	Inclinómetro	Movimientos horizontales en el subsuelo a diferentes profundidades	Patio de Ex - Noviciado y esquina NE del edificio	Altas temperaturas, falta de baterías para la sonda de medición, golpes y daño a la tubería

Tabla III.1. Programación del sistema de instrumentación





Durante las etapas de proyecto, construcción y mantenimiento de las obras civiles, pueden efectuarse en ellas trabajos de instrumentación geotécnica, sin embargo a pesar de que dichas etapas se desarrollan en diferentes campos de la ingeniería civil, en la mayoría de los casos son las empresas de consultoría en el área de geotecnia, las que llevan a cabo tanto la programación de la instrumentación, como las labores referentes a la instalación, así como el control e interpretación de las mediciones, durante la ejecución de la obra e inclusive en la operación y mantenimiento de las mismas.

Una vez seleccionados los instrumentos que constituirán el sistema de instrumentación deberá contarse con las especificaciones de cada uno de ellos, la empresa a cargo de la instalación debe identificar y documentar, los requerimientos contractuales referentes al tiempo de ejecución, alcances y volúmenes de trabajo, pero sobre todo los requerimientos técnicos de los instrumentos, así como los procedimientos de instalación más convenientes, para asegurar que los instrumentos cumplan con los fines previos del proyecto. La recopilación del proyecto técnico debe incluir: planos, especificaciones, boletines, así como manuales, normas y reglamentos vigentes aplicables al proyecto en cuestión.

Después de identificar los requerimientos contractuales, se procede a seleccionar al proveedor y/o fabricante de los instrumentos, siendo conveniente distinguir entre los productos de línea, los productos sobre pedido y en su caso, aquellos instrumentos cuyo diseño y funcionamiento deben perfeccionarse e inclusive desarrollarse por primera vez. Durante esta fase de selección y evaluación de proveedores se deben conseguir los soportes referentes a certificados de calidad, documentos de calibración, y sobre todo la asesoría técnica por parte del fabricante, tanto durante la instalación como en la operación del equipo, en tal forma de garantizar la interacción entre el fabricante y el proyectista.

Como parte del trabajo de instalación, el responsable de la obra que puede ser en su caso el constructor deberá establecer un seguimiento geotécnico por parte de un ingeniero especialista para la supervisión, aprobación y en su caso ajuste de los procedimientos de instalación. Dentro de la etapa de instalación se debe incluir como parte esencial de control de los procesos, listas de verificación para el desarrollo y aprobación de todos los subprocesos.

En los ejemplos de aplicación de instrumentación geotécnica que se presentan en este trabajo, referente a la estabilización de la ladera de Metztlán en el estado de Hidalgo y la evaluación del comportamiento mecánico del subsuelo en el que se asienta el Ex – Hospital de Betlemitas, los trabajos de instalación de instrumentos han sido desarrollados por la misma empresa que realizó el proyecto geotécnico, lo que representa una gran ventaja técnica para el cumplimiento de los procedimientos de instalación. sin embargo en aquellos proyectos en los que la instalación recae en las empresas constructoras, uno de los aspectos susceptibles de mejorarse es la interacción entre el consultor (proyectista) y el constructor. Para lograr que el sistema de instrumentación cumpla con sus objetivos, es de fundamental importancia que el constructor conozca a través del consultor los criterios de evaluación del

comportamiento mecánico de la formación natural y la utilidad de la instrumentación para ratificar y retroalimentar el proyecto y el proceso general de la obra, lográndose con ello al mismo tiempo el trabajo en equipo en la ingeniería civil, que tanto se promueve y que no siempre se alcanza plenamente.

El proceso de instalación requiere de un esfuerzo especial y de una actitud profesional que considere entre otras cosas: el empleo de personal técnico capacitado y el cumplimiento de los programas de instalación. El programa de instalación de instrumentos debe contemplar en su diseño los siguientes aspectos:

1. *Definir el arreglo contractual.* Se refiere a la definición de los alcances de trabajo de instalación, tiempo de ejecución de los mismos, así como la forma de pago. Generalmente se manejan dos tipos de contrato: administración y precios unitarios.
2. *Definir con exactitud la ubicación de los instrumentos.* Los instrumentos serán ubicados de acuerdo a lo mencionado en el inciso III.3.3. considerando zonas de particular interés de comportamiento geotécnico, dichas zonas deberán ser representativas de todo el sitio tomando en cuenta las variaciones geológicas, el riesgo de daño de los instrumentos por los trabajos de construcción o vandalismo, así como la facilidad de acceso a ellos para su medición. La localización de cada instrumento en su sitio de instalación deberá ser registrada en un plano el cual permanentemente deberá mantenerse actualizado, debido a que probablemente se pierdan instrumentos así como algunos otros tengan que ser reubicados o restituidos.
3. *Preparar a detalle los procedimientos de instalación.* Se elabora un informe detallando el procedimiento de instalación para cada instrumento en particular, tomando como referencia el instructivo de instalación que ofrece el fabricante. Sin embargo, los criterios de instalación los define generalmente el especialista dado que toma en consideración aspectos geotécnicos particulares del sitio. Es conveniente que previo a los trabajos de instalación se tenga disponible el material a utilizar así como las refacciones de los componentes que tengan mayor probabilidad de daño. El procedimiento se debe mostrar paso a paso preferiblemente mediante el uso de diagramas incluyendo ilustraciones de las etapas de instalación y de sus componentes, así como su correcta posición al momento de ser instalados. El procedimiento también deberá incluir la lista de materiales a emplear, como por ejemplo, lodo fraguante, arena, agua, etc., las herramientas especiales y las refacciones requeridas durante la instalación, así mismo se requerirán datos para los trabajos de perforación, tales como: equipo de perforación, diámetro de perforación, longitud de ademes, diámetros de tuberías, etc. Es conveniente definir en ese documento los pasos más críticos del proceso e indicar las posibles dificultades que pudieran presentarse, para con ello prever situaciones que pongan en riesgo el programa de instalación.
4. *Coordinar los trabajos de instalación.* Tanto el constructor como el consultor deben conocer perfectamente el procedimiento de instalación de cada dispositivo, para así

coordinar entre ambos las etapas de trabajo con el objeto de agilizar los trabajos de instalación.

III.5. Programa de control de mediciones e interpretación de resultados.

Después de instalar los instrumentos continúa una etapa muy importante dentro del sistema de instrumentación, que consiste en el seguimiento geotécnico de los parámetros de esfuerzos y deformación medidos con cada uno de los instrumentos, lo anterior se logra mediante un programa de control que incluya el cumplimiento de los siguientes aspectos tanto en campo como en gabinete.

En campo:

- Procedimiento de medición
- Mantenimiento de los instrumentos

En gabinete:

- Procesamiento de datos
- Interpretación de resultados
- Informe técnico.

Procedimiento de medición y mantenimiento de los instrumentos.

La responsabilidad de la medición debe ser determinada durante la fase de planeación y preferiblemente debe estar bajo la dirección de un especialista, trabajando conjuntamente con el personal técnico, dándoles lineamientos que validen los resultados como por ejemplo la confiabilidad de las lecturas que a su vez se dará en función del índice de repetibilidad en los resultados y también verificar que las lecturas se encuentren dentro del rango teórico esperado, ya que de no ser así, es posible ajustar oportunamente el programa de instrumentación. Este ajuste puede hacerse cambiando el tipo de instrumento, aumentando la densidad de éstos, reubicando su posición o bien estableciendo métodos más confiables en la toma de lecturas. Es muy importante que la brigada encargada de la instrumentación verifique periódicamente el estado físico que guardan los instrumentos, así como su correcto funcionamiento y asignar fechas específicas para el mantenimiento de los dispositivos y recurrir anticipadamente al fabricante de los mismos cuando sea necesario.

Los parámetros que regulan el control de las mediciones se pueden verificar mediante la elaboración de una guía que incluya lo siguiente:

- Descripción del procedimiento de medición
- Establecer frecuencias de medición, especificando fecha y hora
- Diseño de registros para las mediciones, deben ser claros y completos

- Procedimiento para la calibración de instrumentos antes de cada medición
- Comparación de las nuevas lecturas con lecturas anteriores
- Señal de alerta cuando los resultados obtenidos pongan en riesgo la estabilidad de la obra
- Procedimiento para inspeccionar el grado de funcionalidad de los instrumentos

El procedimiento de medición puede ser optimizado si se cuenta con formatos diseñados para la toma de lecturas de cada uno de los instrumentos, procedimientos específicos y flujogramas para cada una de las actividades como se verá en el capítulo IV.

Procesamiento de datos, interpretación de resultados e informe técnico.

El procesamiento de datos generalmente se divide en dos etapas, una preliminar y otra definitiva; el procesamiento preliminar consiste en hacer una revisión de los resultados de las mediciones de campo para descartar posibles errores en la toma de lecturas, en el procedimiento de medición o errores por la deficiencia del aparato, de esta manera se puede contar con información confiable para analizar los resultados obtenidos que nos permitan mostrar las tendencias de comportamiento y comparar lo observado con lo calculado.

La responsabilidad para el procesamiento e interpretación también será determinada desde la planeación del programa de control, en ocasiones el personal que realiza la medición también procesa la información e interpreta los resultados. Esto es bueno porque conoce todas las etapas referentes a los trabajos de instrumentación y puede en un momento dado identificar los errores de las mediciones de campo.

El procesamiento de datos definitivo, consiste en recabar la información de campo y procesarla en gabinete con ayuda de una computadora y programas de cálculo, pues las ventajas que se tienen con el uso de estos sistemas facilitan el trabajo. Las principales ventajas de los sistemas de procesamiento automático son:

- Rapidez en los cálculos
- Precisión
- Manejo de grandes volúmenes de datos
- Opción de representación gráfica de resultados
- Acceso rápido a la información almacenada
- Calidad en la presentación de resultados
- Posibilidad de realizar análisis estadísticos.

Sin embargo a pesar de las múltiples ventajas se tiene el inconveniente de que un programa de computadora no puede sustituir el criterio de un ingeniero ante los múltiples problemas que se presentan en la obra.

Después de recabar y procesar toda la información de campo para cada instrumento, el ingeniero debe realizar la interpretación adecuada del comportamiento, ya sea del

suelo, la roca o la estructura en cuestión, sin perder de vista que los resultados inesperados no siempre son producto de una deficiente medición, sino que en algunos casos responden a eventos correlacionados con efectos de la obra misma, o bien a aspectos geológicos que modifican rápidamente el comportamiento mecánico, como en el caso de Metztlán en donde la magnitud excesiva de las grietas en la superficie del suelo se deben al rápido movimiento de los estratos de suelo en el contacto geológico de la formación Atotonilco.

Sin embargo, si existen dudas en la veracidad de los resultados, deberán tomarse algunas medidas que clarifiquen las conclusiones, algunas acciones recomendadas son:

- Repetir las mediciones verificando en campo, tanto técnicos como ingenieros especialistas en instrumentación el procedimiento de medición.
- Aumentar la frecuencia de las mediciones
- Especial cuidado en mediciones subsecuentes en toda la zona instrumentada
- Aumentar el número de instrumentos en zonas donde exista incertidumbre
- Instalar instrumentos sofisticados junto a los menos sofisticados

La comparación entre el comportamiento esperado, evaluado con alguna teoría y la realidad de los hechos, nos conduce a realizar una revisión del proyecto en cuestión para hacer los ajustes correspondientes.

La presentación de los resultados debe hacerse mediante el empleo de gráficas que representen el comportamiento geotécnico del sitio, por ejemplo: gráficas de deformación contra tiempo, perfiles de deformación, curvas de igual hundimiento, gráficas de presión de poro, etc. La oportunidad con la que se entregue la información en obra será de gran ayuda dado que permite tomar decisiones rápidas que aseguren la calidad ingenieril de las obras.

Las conclusiones obtenidas deben ser escritas en un reporte final de instrumentación, destacando los aspectos técnicos más importantes. El informe técnico es un documento en el que se discuten aspectos claves del programa de instrumentación que soporta propuestas geotécnicas para dar solución al problema en campo. Un informe técnico de instrumentación puede contener la siguiente información:

- Introducción
- Antecedentes
- Trabajos realizados
- Interpretación geotécnica de los resultados
- Conclusiones
- Recomendaciones técnicas

Es conveniente que el grupo responsable de la instrumentación geotécnica realice una evaluación del programa de instrumentación al término de los trabajos, con la finalidad de ajustar futuros programas, puesto que como es sabido, aprendemos de nuestros errores. Así pues, el éxito de la instrumentación depende en gran medida de la buena planeación que de ella se haga.

CAPITULO IV

***SISTEMAS DE ASEGURAMIENTO
DE CALIDAD APLICADO A LA
INSTRUMENTACIÓN.***

IV.1. GENERALIDADES.

Atendiendo al desarrollo tecnológico y económico del país durante los últimos años, así como al proceso de globalización de la economía, ha sido necesario el crecimiento con eficiencia y calidad en todos los sectores productivos del país. En este renglón México ha realizado esfuerzos importantes para colocarse competitivamente en la nueva economía global, mediante la adopción de acuerdos comerciales como los tratados de libre comercio con América del Norte y la Unión Europea, lo que conlleva a la necesidad de crear nuevas tecnologías y mejores sistemas de administración en las empresas. Bajo estas circunstancias la adopción e implementación de los sistemas de calidad es una herramienta estratégica para lograr la productividad y calidad que demandan actualmente los mercados, y en consecuencia lograr la competitividad en todos los sectores del país.

Así mismo siendo la industria de la construcción uno de los sectores más estratégicos para el desarrollo económico y social del país, es fácil comprender el efecto tan benéfico que representa la implementación de los sistemas de calidad en el proyecto, construcción y mantenimiento de las obras civiles de infraestructura en un contexto ecológico que tanto se ha ponderado durante los últimos años.

El objetivo de este capítulo es mostrar los requerimientos del sistema de aseguramiento de calidad establecidos en la serie de normas "International Standar Organization" (ISO-9000) para aplicarlos en el diseño y desarrollo de la estructura documental, organizacional y operativa de un proyecto geotécnico, específicamente en un programa de instrumentación como una herramienta muy importante para lograr el cumplimiento de los requerimientos técnicos y administrativos de dicho proyecto, pero sobre todo demostrando la bondad del sistema para: estandarizar los procesos, reducir los costos y mantener un control sistemático de todas las actividades.

Con lo anterior se logra cumplir uno de los objetivos esenciales de la ingeniería civil que es la realización de un proyecto dentro de un contexto de optimización de todos los recursos que intervienen en su ejecución.

Un aspecto relevante en el desarrollo del aseguramiento de calidad en la ingeniería civil es el fomento de una nueva cultura del trabajo, bajo el enfoque oriental que nos dice que la participación de cada integrante de un equipo de trabajo es indispensable en la medida en que cada quien aporta nuevas ideas, relata experiencias convertidas en éxitos o fracasos, propone nuevas alternativas a los problemas, critica positivamente el trabajo de los demás, participa en el cambio y lo más importante es que es escuchado por todos en los llamados círculos de calidad, en donde participan desde el empleado de menor rango hasta el gerente de la empresa. Todo esto en beneficio de la empresa.

Finalmente queremos comentar que si bien el Aseguramiento Total de la Calidad en la industria de la construcción en México aún no se ha dado de manera generalizada, si existen actualmente algunas empresas que están empezando a trabajar en ello con el convencimiento de los cuerpos directivos de que la inversión en tiempo y dinero que

ahora se destine a estos trabajos redundará a la postre en grandes beneficios técnicos, administrativos y monetarios para la empresa y desde luego en la satisfacción ética y profesional de quienes participaron en dichos trabajos.

IV.2. MODELOS DE SISTEMAS DE CALIDAD.

Como se comentó en el apartado de Generalidades, el objetivo de este capítulo es mostrar los requerimientos del sistema de aseguramiento de calidad indicados en la serie de normas ISO-9000, para aplicarlos en el diseño y desarrollo de la estructura documental, organizacional y operativa de un Sistema de instrumentación geotécnica, para ello debemos en primera instancia definir el concepto de calidad.

Calidad, es un conjunto de propiedades y características de un producto, proceso ó servicio que les confieren la aptitud de satisfacer las necesidades implícitas o establecidas.

Actualmente, el término calidad es entendido como un sistema puesto que se compone de una estructura organizacional, en donde se asignan responsabilidades, se definen procedimientos generales y específicos, se detallan procesos y se destinan recursos para implantar la administración misma de la calidad.

El establecimiento de modelos de calidad en la práctica de la ingeniería civil es el resultado de una imperiosa necesidad de las empresas para ser competitivas tanto en el mercado nacional (mercado de trabajo), como en los tratados internacionales por ejemplo el TLC (Tratado de Libre Comercio). Los niveles de competitividad exigen que los trabajos realizados sean certificados bajo normas de calidad estandarizadas que garanticen que dichos trabajos cumplan con lo requerido por el cliente y por las especificaciones y reglamentos vigentes en el lugar.

Al paso del tiempo, han surgido diferentes modelos de calidad pasando de la inspección basada en simples criterios de medición hasta el Aseguramiento Total de la Calidad, en donde el nivel de prevención en cada etapa de trabajo garantiza que el producto final salga al mercado con cero errores. El desarrollo de los Sistemas de Calidad aplicados en todo el mundo se han dado como lo muestra la Fig. IV.1.

En la industria de la construcción mexicana todavía se siguen evaluando los trabajos con el modelo de control de calidad tanto de materiales como de los procedimientos constructivos, pero la meta que se persigue es lograr que la calidad se garantice también en la administración misma de las obras, estableciendo políticas de calidad que cada empresa adopte como necesarias en cada área de trabajo, con la intención de suprimir en un futuro el departamento de control de calidad, que hasta ahora ha sido muy específico. A continuación se describe brevemente el objetivo de cada uno de estos modelos. obtenidos de las definiciones del "Manual de Aseguramiento de Calidad" del Grupo APYCSA (Asesores en Productividad y Control S.A) 1997.

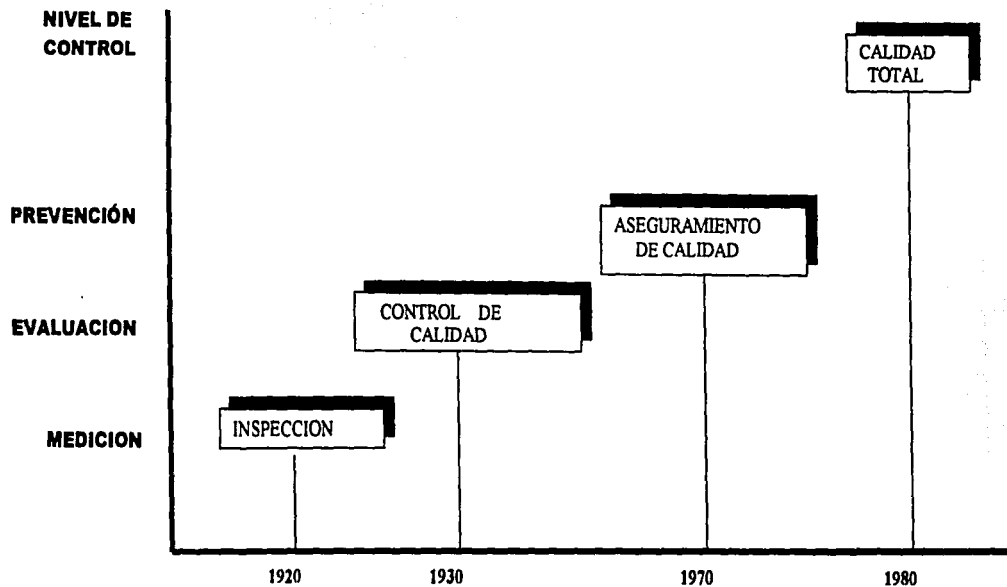


FIG. IV.1. DESARROLLO DE LOS SISTEMAS DE CALIDAD.

Inspección. Es el desarrollo de ciertas actividades tales como medir, examinar probar y calibrar las características de un producto o servicio, comparándolas con las especificaciones existentes con el fin de aprobar ó rechazar su fabricación. Desgraciadamente la aceptación o rechazo se certifica una vez concluido el proceso de producción.

Control de Calidad. Son técnicas y actividades operacionales que tiene como fin a la vez supervisar un proceso y eliminar en ese lapso las causas que provocaron los defectos en la producción, logrando con ello eficientar los trabajos. Este modelo es el más usado actualmente en la industria de la construcción en México empleando para ello, empresas dedicadas exclusivamente a realizar estos servicios pero que tienen que estar avaladas por un organismo certificador como el SINALP (Sindicato Nacional de Acreditación de Laboratorios de Pruebas).

Aseguramiento de calidad. Es una herramienta de administración consistente en la evaluación permanente y sistemática de la calidad mediante métodos de verificación y auditorías continuas en las etapas de producción, instalación y control.

Aseguramiento Total de calidad. Es el control adecuado de todos los factores que influyen en la producción desde su inicio hasta el término del mismo, en este proceso todas las variables están controladas, nada se deja a la improvisación. Significa, en términos generales el control de la administración misma de la calidad.

Dentro de este modelo de Calidad Total, encontramos actualmente la aplicación del sistema de normatividad de la serie ISO-9000 (International Standar Organization), el más usado en el mundo debido a los beneficios que reporta.

Descripción del Sistema ISO-9000.

ISO-9000 (International Standar Organization), es un sistema de estandarización de calidad que surge en los años 80's para uniformizar criterios de evaluación de calidad en todo el mundo. Está constituido por una serie de normas que definen los lineamientos generales que permiten entre otras cosas garantizar la calidad de las actividades administrativas del proceso productivo (constructivo en este caso), sistematizar las operaciones, controlar los recursos para su optimización, ordenar la estructura documental generada en todo el proceso, etc., procurando en todo momento satisfacer plenamente las necesidades del cliente. La estructura organizacional básica del sistema de aseguramiento de calidad ISO-9000 es la que se muestra en la Fig. IV.2 y en ella se pueden observar los aspectos que deben controlarse en la producción de cualquier producto ó servicio, que para el caso de la instrumentación geotécnica también tiene aplicabilidad.

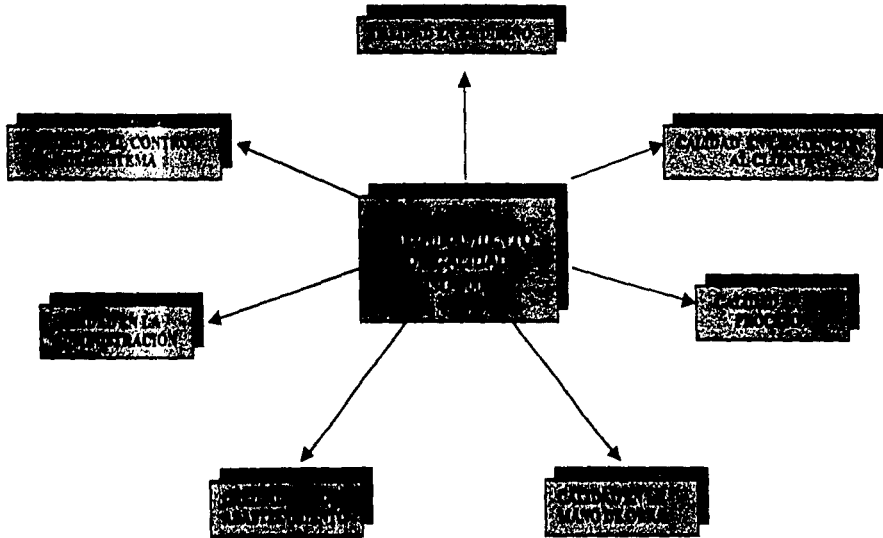


FIG. IV.2. ESTRUCTURA ORGANIZACIONAL DE ISO-9000

Calidad en la Administración.

Consiste en la revisión periódica del sistema de calidad implementado para determinar su efectividad. La revisión se hace por parte de la Dirección General de la empresa.

Calidad en el diseño.

Se establecen procedimientos para controlar la planeación y el desarrollo del diseño, asegurando que se cumplan con los requisitos especificados, así mismo requiere establecer procedimientos para asegurar que toda la documentación esté actualizada y disponible para todos los miembros de la empresa.

Calidad en los abastecimientos.

Se refiere a los aspectos de compras y productos suministrados para la elaboración del producto o servicio. Se establecen procedimientos para asegurar que los proveedores han sido seleccionados en base a su capacidad para cumplir con los requisitos estipulados y que los documentos de compra contienen la descripción del producto y las normas aplicables. Así mismo, se deben asegurar que los productos suministrados mantienen su calidad hasta su uso final.

Calidad en el proceso.

Identificar y planear los procesos productivos para asegurar que se realicen y mantengan bajo condiciones controladas, tomando la precaución de que los materiales sean identificados previamente con una clave ó número que permita rastreabilidad cuando sea necesario, y que las acciones correctivas se implementen en el momento preciso. El equipo utilizado en la inspección y prueba deben estar calibrado al momento de su uso.

Calidad en la mano de obra.

Establecer procedimientos para identificar las necesidades de capacitación y/o adiestramiento para que todo el personal se encuentre calificado en el ejercicio de su trabajo.

Calidad con el cliente.

Asegurar que los requerimientos del cliente han quedado debidamente documentados y que la empresa tiene la capacidad para cumplirlos.

Calidad en el control del sistema.

Se establecen mecanismos de medición, de efectividad del sistema tales como: programas de auditorías, técnicas estadísticas y registros de calidad.

La estructura documental de ISO-9000, marca las directrices generales para la

interpretación de las políticas de calidad, mediante la elaboración de un manual que incluye el cumplimiento de 20 puntos de control de la administración los cuales se resumen a continuación:

1. Asignar responsabilidades y definir la autoridad para la administración de la calidad.
2. Definir el Sistema de Calidad a emplear en la evaluación de los trabajos.
3. Revisar el contrato con el cliente y dejar claro los alcances del mismo.
4. Establecer los métodos de control durante la etapa de diseño.
5. Establecer de qué manera se controlarán los documentos generados.
6. Definir los procedimientos de compras, abastecimiento de equipo y materiales.
7. Verificar las características del producto suministrado durante la etapa de compra.
8. Establecer métodos prácticos para la identificación y rastreabilidad de los productos que no cumplen con los requerimientos de calidad.
9. Establecer los métodos de control para la verificación de los procesos.
10. Establecer métodos de inspección y pruebas para la verificación de la calidad en las etapas del proceso.
11. Definición del equipo de inspección, medición y prueba.
12. Procedimiento de inspección y prueba del producto terminado.
13. Control del producto o servicio que no cumple con las especificaciones .
14. Determinar las acciones correctivas durante el proceso.
15. Establecer de qué manera se conservará el producto sin que sufra daños.
16. Diseñar y administrar registros de calidad tanto de materiales, como de equipos y procesos.
17. Realizar auditorías internas de calidad para evaluar el sistema de calidad empleado.
18. Promover la capacitación y actualización permanente de los trabajadores.

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

19. Definir el procedimiento adecuado para la entrega final del producto o servicio al cliente.

20. Mediante técnicas estadísticas determinar el cumplimiento de las políticas de calidad preestablecidas.

Los puntos anteriormente descritos se ajustarán a las necesidades de cada trabajo en particular, así por ejemplo para el caso de la instrumentación geotécnica estos veinte puntos pueden agruparse en tres áreas de verificación como son: control en el diseño del sistema de instrumentación, control durante el proceso de instalación y control durante las mediciones e interpretación de resultados.

Finalmente queremos comentar que el aseguramiento de calidad es un nuevo concepto de trabajo que requiere de la participación activa y responsable de todos los miembros de una organización y que en el caso de la instrumentación geotécnica esto reviste gran importancia debido a que con ello se logra elevar en un grado muy alto la confiabilidad de los trabajos de las empresas especialistas en geotecnia, colocándolas en un nivel de competitividad en el mercado nacional e internacional.

IV.3. PLAN DE CALIDAD PARA LA INSTRUMENTACION.

El aseguramiento de la calidad de un sistema de instrumentación puede lograrse mediante la puesta en marcha de un plan de calidad; entendiéndose éste como un documento diseñado para marcar las directrices y líneas de acción para los trabajos de instrumentación geotécnica. En otras palabras el plan de calidad define los procesos técnicos-administrativos adecuados para el control de la instrumentación en sus tres etapas básicas: proyecto, instalación y control, de tal forma que las obras civiles se realicen conforme a lo señalado en los proyectos y diseños correspondientes, así como a las normas y reglamentos vigentes aplicables.

Las ventajas que trae consigo la implementación de un plan de calidad en sistemas de instrumentación geotécnica son:

- Optimización de recursos.
- Aseguramiento del éxito de la instrumentación que a su vez se ve reflejada por: seguridad de la obra, revisión de los procesos constructivos, ajustes del proyecto, ahorro de dinero, etc
- Confiabilidad en los trabajos de instrumentación.
- Definición de responsabilidades legales.
- Garantía de los trabajos realizados.

Tomando como referencia las políticas descritas en el manual de aseguramiento de calidad ISO-9000. hemos diseñado un plan para trabajos de instrumentación en sus

aspectos técnicos y administrativos. Este plan se presenta en la Fig. IV.3 a manera de flujograma, también se incluyen algunos puntos de control que moderan la aplicación de este plan como lo muestra la tabla IV.1, así como las recomendaciones para el control de cada aspecto a evaluar.

Control de calidad en la etapa de programación del sistema de instrumentación.

En esta etapa, el aseguramiento de calidad consiste en definir con exactitud los objetivos de la instrumentación de acuerdo con la evaluación de los mecanismos que rigen el comportamiento mecánico de las formaciones naturales: suelo o roca. Tomando como referencia el algoritmo propuesto por John Dunicliff descrito en capítulos anteriores, hemos clasificado las tareas que necesitan ser controladas en la etapa de proyecto, que son las siguientes:

1. Identificar plenamente los parámetros a medir, así como su rango probable de variación. El personal para la realización de esta tarea debe ser un geotecnista acreditado.
2. Elegir el tipo de instrumento mas adecuado para la medición de dichos parámetros, ya sea de deformación o de esfuerzos. En este punto habrá de revisar si el instrumento existe en el mercado ó si es de fabricación especial, de ser así se explicará con detalle al fabricante los requisitos del instrumento.
3. Seleccionar su posición correcta en campo, mediante planos de ubicación, de tal manera que el constructor esté enterado para evitar daños durante su instalación u operación. Estos planos deben tener una clave de identificación ya que formarán parte de una lista maestra de documentos.
4. Elaborar un registro de los factores ambientales y de operación que pudieran afectar al equipo con la intención de detectar oportunamente las causas en la variación de resultados. Estos registros deberán estar al alcance de quienes efectúen las mediciones.
5. Establecer procedimientos para confirmar la veracidad de las lecturas. Para ello se llevará un registro de lecturas y una bitácora donde se señalen aspectos claves tales como: repetibilidad con lecturas anteriores, tendencias, fallas del equipo, falta de calibración, movimientos en obra, cambio del técnico encargado de la medición, etc.
6. Asignar responsabilidades al personal para la ejecución de cada tarea. Con esto se asegura que desde un principio, cada actividad del programa de instrumentación tenga un responsable directo de su ejecución para evitar conflictos laborales que repercutan en la calidad del trabajo. En la tabla IV.2 se muestra un ejemplo de asignación de responsabilidades.

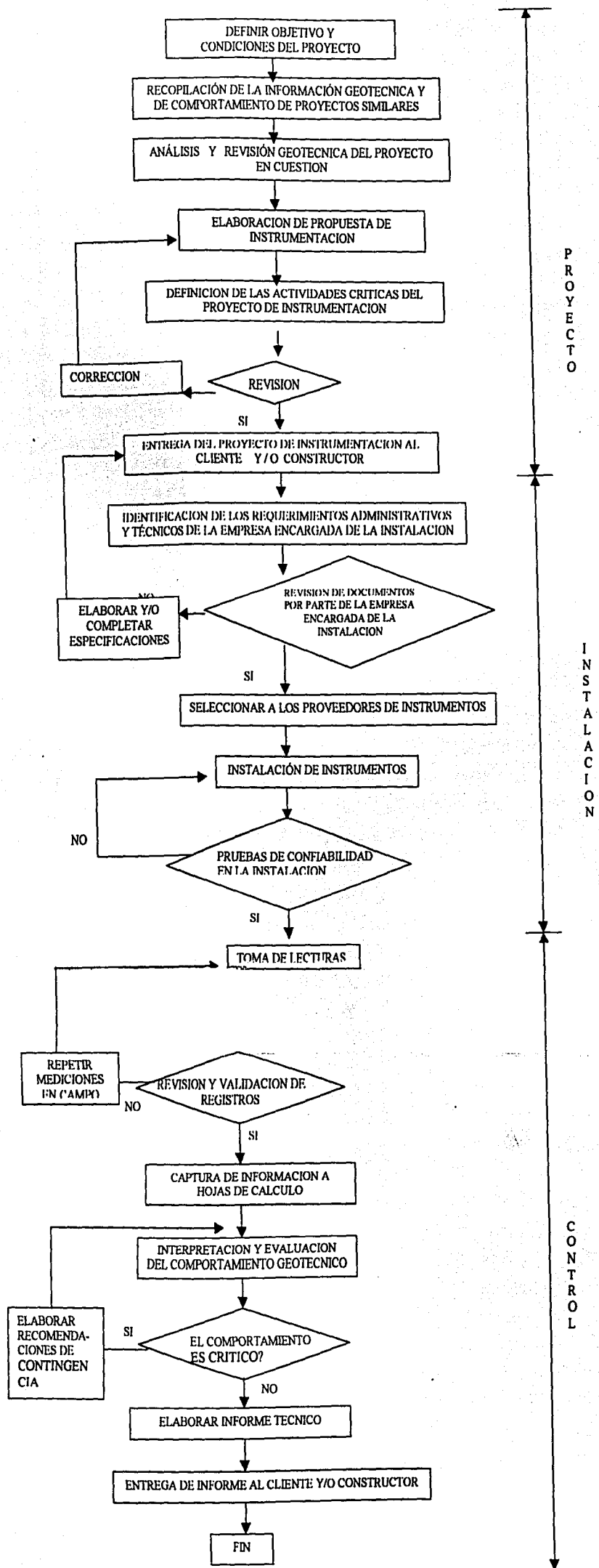


FIG. IV.3. PLAN DE CALIDAD PARA TRABAJOS DE INSTRUMENTACIÓN GEOTECNICA

ASPECTO A CONTROLAR EN LAS ETAPAS DE INSTALACION, PROCESAMIENTO E INTERPRETACION DE RESULTADOS	PUNTO DE CONTROL	PROCEDIMIENTO DE CONTROL	RESPONSABLE
Instalación de instrumentos	Conocer con plenitud el procedimiento de instalación	Elaborar un manual del procedimiento de instalación y uso de registros.	Ingeniero instrumentista
Toma de lecturas y entrega de registros	Repetibilidad en los resultados, no dispersión, datos completos y rangos aceptables de variación	<ul style="list-style-type: none"> -Lista de verificación -Correlación de resultados entre los distintos instrumentos instalados -Aumentar densidad de instrumentos en zonas críticas - Calibración del equipo de instrumentación 	Ingeniero Instrumentista
Procesamiento de mediciones	Congruencia con mediciones anteriores. Selección y ordenamiento de la información. Interpretación de resultados	Flujograma para el procesamiento de la información	Jefe de proyecto
Elaboración del informe técnico final	Debe ser representativo y cumplir oportunamente los alcances del sistema de instrumentación	Supervisión sistemática en la elaboración de textos, esquemas y gráficos (debe incluir conclusiones y recomendaciones)	Jefe de proyecto
Entrega del informe técnico final	Asegurar que el documento sea entregado a tiempo	Convocar una junta entre las partes involucradas para la entrega de dicho informe	Gerente Técnico

Tabla IV.1 Aspectos de control de calidad para trabajos de instrumentación geotécnica

ASPECTO A CONTROLAR EN LA ETAPA DE PROYECTO	PUNTO DE CONTROL	PROCEDIMIENTO DE CONTROL	RESPONSABLE
Definición del objetivo y condiciones del proyecto	Justificación técnica del proyecto de instrumentación	Vista de campo para la identificación de los requerimientos de instrumentación	Jefe de Proyecto
Recopilación de información geotécnica de proyectos similares	Contar con información congruente con el proyecto en cuestión (estudios técnicos preexistentes y planos)	Búsqueda exhaustiva de la información dentro y fuera de la empresa encargada de la instrumentación	Calculista
Análisis y revisión geotécnica del proyecto en cuestión	Que los criterios y modelos de revisión geotécnica sean congruentes con el problema observado en campo	Resolver el problema incluyendo las variables más representativas del comportamiento geotécnico de la formación natural de que se trate	Jefe de proyecto
Elaboración de propuesta de instrumentación	Debe satisfacer los requerimientos geotécnicos establecidos en el objetivo del sistema de instrumentación	Revisión conjunta de la propuesta entre proyectista, contratista y cliente	Jefe de proyecto
Definición de las actividades críticas del proyecto de instrumentación	Identificar con exactitud las actividades críticas para el cumplimiento del programa de instrumentación	Revisión de la información preexistente y visitas de campo	Ingeniero Instrumentista
Entrega del proyecto de instrumentación al cliente y/o constructor	Asegurar que la información llegue al cliente y/o constructor oportunamente	Convocar a una junta con los interesados para la entrega de la información	Gerente Técnico
Identificación de los requerimientos administrativos y técnicos de la empresa encargada de la instrumentación	Identificar los términos del contrato: alcances, duración de los trabajos, y costos	Revisión y ajustes al contrato	Gerente técnico

7. Revisión del contrato de instrumentación. Los servicios proporcionados por el especialista en instrumentación geotécnica son realizados de acuerdo con los compromisos contractuales contraídos con el cliente. Para que esto se cumpla se deben verificar los alcances de los siguientes aspectos previa formalización del contrato:

- Definir plenamente los requerimientos necesarios para la ejecución de la instrumentación y asentarlos en un contrato, por ejemplo: especificaciones, tiempos de inicio y terminación de los trabajos, restricciones técnicas o legales, volúmenes de obra, costos, etc.
- Cualquier diferencia debe ser conciliada a total satisfacción de ambas partes.
- Asegurar la capacidad de cumplimiento para todos los requerimientos preestablecidos en el contrato con el pleno consentimiento de las partes involucradas.

8. Preparar un presupuesto. Se relaciona con el punto anterior y consiste en la determinación de un costo para todos los trabajos a realizar con la certeza que la variabilidad que pudiera existir sea la mínima.

Con la implementación de estos puntos se puede asegurar un mejor control en la etapa de diseño del sistema de instrumentación y que propicia la calidad total de un proyecto dado que en esa etapa de diseño se definen los tipos de instrumentos, su objetivo, su ubicación, los criterios de instalación y sobre todo los compromisos contractuales de la instrumentación.

Tarea	Responsable			
	Cliente	Asesor	Proyectista	Constructor
Programa de medición			■	
Compra de instrumentos	■		■	
Instalación del instrumento			■	■
Mantenimiento y calibración periódica			■	■
Procesamiento y presentación de Resultados			■	
Interpretación de resultados		■	■	
Elaboración del informe		■	■	
Decisión de acciones correctivas en la obra ó ajustes al proyecto	■	■	■	■

Nota: Se considera que la empresa proyectista es la encargada de llevar a cabo los trabajos de instrumentación geotécnica.

Tabla IV.2 Asignación de responsabilidades.

Aseguramiento de calidad en la etapa de instalación de los instrumentos.

Como parte fundamental del programa de instrumentación, la etapa de instalación de instrumentos es una tarea que requiere un alto control de calidad, puesto que de ella depende en gran parte el éxito de la evaluación y seguimiento del sistema de instrumentación. Los aspectos a considerar son los siguientes:

- a) Elaboración de un manual que indique las especificaciones para el procedimiento de instalación de cada tipo de instrumentos bajo el siguiente esquema:
 - Nombre del instrumento
 - Objetivo para el cual está siendo instalado
 - Descripción textual y gráfica del aparato acompañado de esquemas y fotografías
 - Descripción de las etapas de instalación (por ejemplo: perforación, colocación del ademe, hincado o colocación del instrumento, materiales a emplear, etc.)
 - Criterios de instalación (recomendaciones especiales)
 - Proceso de calibración
 - Pruebas de medición
 - Medidas de protección de los aparatos durante y después de su instalación
 - Procedimiento de medición

Con el diseño de estos manuales se facilita en mayor medida los trabajos en las etapas de instalación y control del programa de instrumentación permitiendo llevar un procedimiento que asegure la calidad de dichos trabajos, además si existe alguna anomalía durante la instalación, ésta puede corregirse oportunamente.

- b) Elaborar listas de verificación para la instalación de cada instrumento.

Un aspecto fundamental en la instalación de los instrumentos se refiere al control del proceso mismo de instalación, para ello se debe contar con formatos de verificación para definir todas las variables que intervienen en este trabajo y así poder tomar medidas preventivas para llevar a cabo las actividades con agilidad y de acuerdo a las especificaciones. Estas listas de verificación se diseñan para cada tipo de instrumento como la que se muestra en la Fig. IV.4 correspondiente a la instalación de un inclinómetro.

DATOS GENERALES.	
OBRA: _____	LOCALIZACIÓN: _____
CONSTRUCTORA: _____	RESPONSABLE DE LA INSTRUMENTACIÓN: _____
CLIENTE: _____	FECHA DE INSTALACIÓN: _____
DATOS DE INSTALACIÓN.	
NO. DE INCLINÓMETRO: _____	
MARCA: _____	
PROFUNDIDAD DE INSTALACIÓN: _____ m	
UBICACIÓN DEL INCLINÓMETRO: _____	
DIÁMETRO DE PERFORACIÓN: _____ m	
BROCA DE PERFORACIÓN: _____	
LODO ESTABILIZADOR: _____	
VOLUMEN DE MEZCLA REQUERIDA: _____ m ³	
BENTONITA: _____ m ³	
CEMENTO: _____ m ³	
AGUA: _____ m ³	
LONGITUD DEL ADEME: _____ m	
COTA INFERIOR DEL ADEME: _____ m	
COTA SUPERIOR DEL ADEME: _____ m	
COTA DE BROCAL: _____ m	
MATERIAL DE LA TUBERÍA DEL INCLINÓMETRO: _____	
LONGITUD DE LOS TRAMOS DEL INCLINÓMETRO: _____ m	
MATERIAL PARA EL TAPÓN PROTECTOR: _____	
ORIENTACIÓN DE LAS RANURAS: N-S: _____ E-W: _____	
¿ ES CORRECTA LA TRAYECTORIA DE LA TUBERÍA? : SI: _____ NO: _____	
¿ EXISTE FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE LA TUBERÍA? : SI: _____ NO: _____	
OBSERVACIONES: _____	

FIG. IV.4. REGISTRO DE VERIFICACIÓN PARA LA INSTALACIÓN DE UN INCLINÓMETRO.

Aseguramiento de calidad en el control de la instrumentación.

La tercera etapa del programa de instrumentación geotécnica, denominada control se caracteriza por la ejecución de tareas que regulan el sistema de instrumentación tales como: medición de parámetros geotécnicos, procesamiento de datos, interpretación de resultados y recomendaciones técnicas. El aseguramiento de calidad en esta fase se logra mediante el diseño de procedimientos específicos para el desempeño de cada actividad, más adelante mostraremos a manera de ejemplo el diseño de un flujograma para el procedimiento de trabajos de topografía (altimetría y planimetría) como método de instrumentación para la medición de deformaciones verticales en las obras.

En el diseño de procedimientos para el control de la instrumentación se debe tener la precaución de verificar que todas las variables involucradas en el sistema sean previstas y controladas desde el inicio y mientras duren los trabajos de instrumentación. Así tenemos que, para la fase de medición ó toma de lecturas se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos:

MEDICIÓN

ASPECTO	DESCRIPCIÓN
Capacitación y adiestramiento del personal técnico	Que conozca a plenitud el método de medición y manejo correcto del equipo
Calibración sistemática del equipo y/o instrumento	Diseñar un historial de mantenimiento para cada Instrumento
Registro de toma de lecturas	Uno para cada tipo de instrumento, ver Fig. IV.5
Elaboración por escrito de los métodos de medición comunes y especiales	Por ejemplo el método de medición a tres hilos en una nivelación topográfica cuando se producen muchas vibraciones en la obra

El procesamiento de la información obtenida en las mediciones es una parte de la etapa del control de la instrumentación, la cual consiste en la captura de datos obtenidos en campo y su aplicación a un programa de cálculo específico para contar con resultados que permitan al proyectista evaluar el comportamiento mecánico del suelo, la roca o la estructura en cuestión, para con ello detectar situaciones geotécnicas críticas que pongan en riesgo la calidad ingenieril de la obra. Los aspectos a controlar en el procesamiento de resultados de campo es el siguiente:

NOMBRE DE LA OBRA: _____
PROYECTISTA: _____

CONSTRUCTORA: _____
CLIENTE: _____

ESTACION	PIEZOMETRO	PROFUNDIDAD DE INSTALACIÓN (m)	FECHA	NIVEL A QUE ASCIENDE EL AGUA. (m)	PRESIÓN HIDROSTÁTICA (ton/m ²)	PRESIÓN PIEZOMÉTRICA. (ton/m ²)	PÉRDIDAS DE PRESIÓN (ton/m ²)

OBSERVACIONES: _____

FIG. IV. 5. REGISTRO DE LECTURAS EN PIEZÓMETROS.

PROCESAMIENTO

ASPECTO	DESCRIPCIÓN
Cumplimiento en el programa De mediciones	Se define la fecha límite para el procesamiento de la información de campo para cada periodo de medición
Precisión	Un programa de mediciones debe considerar rangos de precisión previamente establecidos por el proyectista, dado que la precisión es requisito fundamental de la instrumentación
Presentación de resultados	La presentación de los resultados obtenidas de las mediciones deben ser claros e incluir figuras y gráficas que muestren el comportamiento geotécnico, así como los mecanismos de fallas probables en las formaciones naturales o de las estructuras instrumentadas

La interpretación de resultados y elaboración del informe técnico final requiere para su control de un alto criterio ingenieril por parte del especialista en geotecnia, que entre otras características debe cumplir: conocimiento amplio del proyecto, capacidad de análisis cualitativo y cuantitativo del fenómeno y comportamiento geotécnico, toma de decisiones rápidas que modifiquen el programa de instrumentación establecido como por ejemplo; aumentar la densidad de los instrumentos, cambiar el tipo de instrumento o bien el retiro de éstos, así mismo debe ser capaz de aportar recomendaciones seguras, funcionales y económicas que beneficien el diseño, construcción, operación ó mantenimiento de las obras. Los aspectos que controlan la calidad de esta tarea son los que se mencionan en la siguiente tabla.

INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

ASPECTO	DESCRIPCIÓN
Capacidad del ingeniero proyectista	Amplia experiencia en trabajos geotécnicos de instrumentación, habilidad en la interpretación física de los fenómenos y manejo de los modelos matemáticos
Oportunidad en la entrega del informe	La entrega se debe hacer en un plazo de tiempo tal que permita tomar decisiones oportunas y en su caso emitir recomendaciones para casos de contingencia en la obra

El aseguramiento de la calidad en la instrumentación se verá favorecida con el cumplimiento de los aspectos antes mencionados, pero para que esto se logre se requiere el convencimiento de todo el personal para adoptar esta nueva cultura del trabajo.

A continuación se presenta un plan de calidad para trabajos de topografía, describiendo el procedimiento adecuado para su realización.

Procedimiento para asegurar la calidad en trabajos de topografía.

Este documento tiene como objetivo definir los puntos de control para los trabajos de nivelación topográfica como método de instrumentación de una obra civil.

La propuesta de control de calidad para estos trabajos se muestra con el procedimiento siguiente:

1.- Asignación de responsabilidades en la definición del procedimiento.

Elaboración y control del procedimiento de medición: Jefe de topografía.

Revisión y aprobación: Jefe de proyecto.

Aplicación : Brigada de topografía

Seguimiento: Jefe de topografía

2.- Conocimiento del proyecto.

El jefe de obra entregará al jefe de topografía la información necesaria (plantas de conjunto, croquis de localización, plantas de sótanos, alzados, etc.).

3.- Marcos de referencia.

El jefe de topografía verificará en campo las líneas de base, bancos de nivel profundos y superficiales.

4.- Alcances.

El jefe de obra junto con el ingeniero instrumentista o jefe de proyecto definen los alcances de trabajo, considerando entre otros los siguientes: trazo, nivelación, registros de movimientos horizontales y verticales. En los alcances se incluyen la frecuencia con la que se llevarán a cabo los trabajos señalados.

5.- Definición de métodos de trabajo.

El ingeniero instrumentista y el jefe de obra definen el método de trabajo tomando en cuenta los requerimientos específicos de la obra, la precisión del trabajo, la optimización de los recursos, el tiempo, así como los horarios más convenientes para la realización de dichos trabajos.

6.- *Equipo.*

En todos los casos se debe hacer la revisión del estado físico del equipo antes de la ejecución de cada trabajo y verificar la vigencia de calibración. El jefe de topografía es el responsable de la custodia del equipo mediante la firma de vales de resguardo.

7.- *Libretas de registro.*

Las libretas deberán contener la siguiente información: clave de identificación, proyecto, ubicación de la obra, frente, tramo, subtramo y el tipo de trabajo (nivelación diferencial de referencias, levantamientos topográficos, desplomos, etc.). Todas las anotaciones se realizan con claridad, orden y limpieza. Se utiliza exclusivamente lápiz para las anotaciones y los croquis se dibujan respetando las formas geométricas y sus proporciones.

8.- *Uso de registros preexistentes.*

En caso de haber registros preexistentes deberán ser evaluados para considerarlos y correlacionarlos con las mediciones a realizar.

9.- *Reconocimiento del sitio.*

Elaborar un catálogo de los detalles estructurales que definan la posición de las referencias topográficas ó en su caso las que deben ser niveladas, fijar los itinerarios y recorridos para correr las nivelaciones, definir la ubicación de los bancos de nivel, estaciones de observación así como de referencias en general, conocer el procedimiento constructivo para que éste no interfiera en la realización de las nivelaciones.

10.- *Ejecución de los trabajos de campo.*

El ingeniero instrumentista hace del conocimiento del jefe de topografía el objetivo y finalidad de los trabajos mediante una orden de trabajo para lograr la precisión requerida y la optimización de los recursos.

11.- *Verificación de los trabajos de campo.*

Verificar la calidad de la nivelación tomando como punto fundamental la precisión. si no se cumplen con las tolerancias preestablecidas se tendrá que realizar nuevamente el trabajo o cambiar el método utilizado.

12.- *Identificar los factores que puedan influir en las mediciones.*

Durante la ejecución y al término de los trabajos, el jefe de brigada registra aquellos aspectos que en su opinión influyen en la confiabilidad de las lecturas: condiciones ambientales, sismos, movimientos de tierra, campos magnéticos, vibraciones excesivas, condiciones de operación del equipo, etc.

13.- Identificar los factores que confirmen la confiabilidad de las lecturas.

Es responsabilidad del jefe de topografía verificar que los métodos utilizados garantizan categóricamente las mediciones, adoptando mecanismos de revisión, por ejemplo: doble lectura de ángulos, doble medición de distancias, ó cierre de circuitos al término de la nivelación.

14.- Procesamiento de datos.

El jefe de topografía revisa que para el procesamiento de datos en trabajos de nivelación se tome en cuenta lo siguiente: el cálculo de las nivelaciones se efectuará verificando que cada uno de los circuitos se encuentre dentro de la tolerancia y que los resultados de las nivelaciones se verificarán en gráficas a rigurosa escala.

15.- Entrega de resultados de topografía.

El jefe de topografía verifica al término del procesamiento de datos que la entrega final cumpla con lo siguiente: que los planos representen los trabajos realizados y que satisfagan los requisitos establecidos con la orden de trabajo, procurando que contengan la información básica como: croquis de localización, simbología y notas.

En todos los casos las ordenes de trabajo y demás documentos deben ser revisados y aprobados por el jefe de topografía.

El jefe de proyecto o ingeniero instrumentista es responsable de la distribución de este documento con acuse de recibo de las siguientes personas:

Jefe de topografía
Supervisión técnica
Jefe de obra

En la siguiente página se anexa la Fig. IV.6 que incluye los aspectos antes mencionados, correspondiente al flujograma para trabajos de topografía, basados en el aseguramiento total de calidad y diseñado por la empresa *Ingeniería Experimental S.A de C.V.* para el control de los trabajos de topografía realizados en las diferentes obras a su cargo.

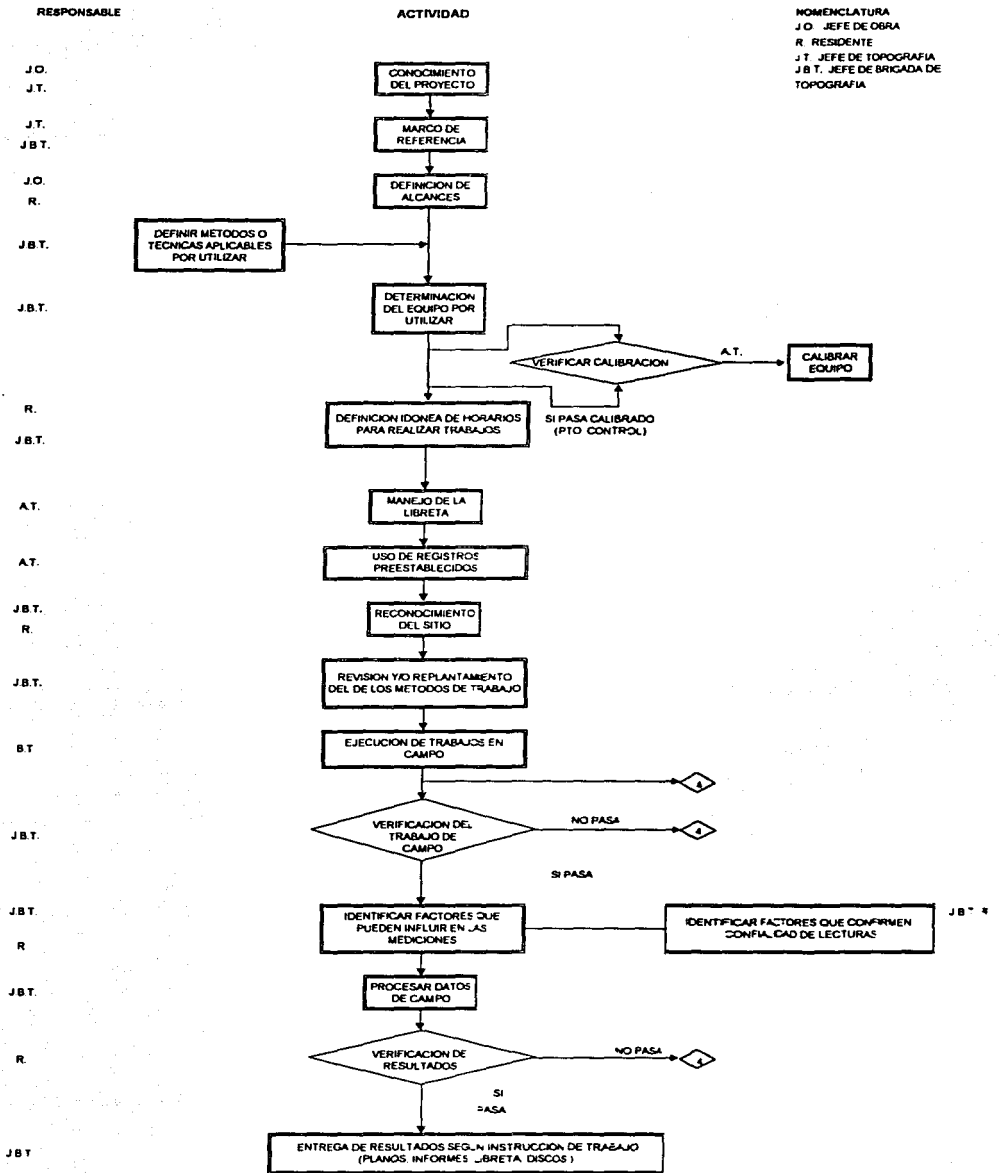


FIG. IV.6. PROCEDIMIENTO ESPECIFICO PARA TRABAJOS DE TOPOGRAFIA

IV.4. APLICACIÓN DE UN PLAN DE CALIDAD PARA LA INSTRUMENTACION EN EL EX - HOSPITAL DE BETLEMITAS.

La empresa Ingeniería Experimental S.A de C.V. ha llevado a cabo los trabajos de instrumentación geotécnica para evaluar el comportamiento del edificio ubicado en la esquina que forman las calles de Tacuba y Bolívar del centro histórico de la ciudad de México, con la finalidad de conocer oportunamente la respuesta del monumento por efecto de trabajos de reestructuración que han sido efectuados desde hace algún tiempo. Los instrumentos instalados fueron elegidos para determinar los cambios de esfuerzos en el subsuelo por efecto del abatimiento piezométrico así como las deformaciones inducidas por los asentamientos diferenciales del subsuelo en que se apoya el inmueble.

A continuación, en la tabla IV.3 se muestra un plan de calidad para la instrumentación, que fue elaborado considerando los aspectos descritos en este capítulo, así como las condiciones técnicas y administrativas durante la ejecución del proyecto en cuestión. En la tabla se indican los aspectos que se tienen que controlar para asegurar la calidad de los trabajos. dichos aspectos son:

Concepto a evaluar. Se refiere al concepto de trabajo que amerita revisión durante los trabajos de instrumentación.

Punto de control. Es el aspecto de calidad que debe cumplir el concepto de trabajo para que sea aprobado.

Procedimiento. Es la forma o las herramientas de que se echará mano para la revisión de la calidad de cada concepto de trabajo

Responsable. Se precisa quién es el responsable de aplicar los procedimientos de control.

El documento de calidad generado debe ser distribuido a cada miembro de la organización para tener la seguridad de que todos conozcan el contenido y por lo tanto garantizar su aplicación.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

CONCEPTO	PUNTO DE CONTROL	PROCEDIMIENTO	RESPONSABLE
Definición de objetivos Y condiciones de proyecto	evaluación del comportamiento del inmueble durante los trabajos de restauración	visita al inmueble y reconocimiento de su estado	Ingeniero geotecnista
Recopilación de información geotécnica correspondiente	critero aplicado en edificios en condiciones semejantes (que presenten el mismo problema)	estudio de la catedral metropolitana	Ingeniero geotecnista
Análisis y revisión geotécnica	identificación del mecanismo de comportamiento geotécnico	critero y observación del hundimiento regional	Calculista, Ing.geotecnista
Propuesta de instrumentación	elección de características y número de instrumentos por instalar	justificar por escrito el propósito de cada instrumento	Ingeniero geotecnista
Entrega de la propuesta de instrumentación al cliente y/o constructor	convencimiento al cliente y constructor de los beneficios del programa de instrumentación	junta técnica para fundamentar la propuesta	Gerente Técnico
Identificación de requerimientos adms y técnicos	dar a conocer los requerimientos en forma completa y clara al cliente y/o constructor	documentar dichos requerimientos	Ingeniero geotecnista
Revisión y entrega documentos al cliente (planos, especificaciones)	que estén completos y actualizados	lista maestra de documentos	Gerente Técnico
Instalación de instrumentos	verificar la correcta instalación de cada instrumento	supervisión de la adecuada instalación mediante listas de verificación	Ingeniero geotecnista
Control de las mediciones	control de registros	diseño de registros de Lectura para cada instrumento	Ingeniero geotecnista
Validación de registros	confiabilidad, repetibilidad y congruencia de las mediciones	revisión general de registros para que estén completos, comparar con estimaciones teóricas o mediciones cercanas al sitio	Ingeniero geotecnista
Procesamiento de datos	conocer a plenitud los programas de cálculo y manejo de gráficos	Capacitación al personal y revisión sistemática de los resultados	Ingeniero geotecnista
Interpretación de resultados	confiabilidad en los resultados y conocimiento pleno de la situación geotécnica	comparación y congruencia entre resultados obtenidos en gabinete y lo observado en campo.	Ingeniero geotecnista
Informe técnico final	debe ser representativo del problema geotécnico	revisión exhaustiva antes de su entrega	Ing.geotec. Asesor y Gte.obra

Tabla IV. 3 Plan de calidad para los trabajos de instrumentación en el Ex - Hospital de Betlemitas.

CAPITULO V

**APLICACIÓN DE SISTEMAS
DE INSTRUMENTACIÓN
GEOTÉCNICA.**

V.1. GENERALIDADES.

A continuación discutiremos dos proyectos en los que la implementación de sistemas de instrumentación geotécnica han sido de gran ayuda en la toma de decisiones y líneas de acción para solucionar de la forma más conveniente los problemas de comportamiento geotécnico que se han presentado.

En el primer caso como ya se ha insistido comentaremos el proyecto de remodelación y reestructuración del Ex -Hospital de Betlemitas, en el que gracias a los resultados obtenidos del sistema de instrumentación se ha podido conocer con precisión la variación de la presión de poro en el subsuelo en el que se apoya y las deformaciones de la estructura para evaluar con ello sus condiciones de estabilidad y servicio.

En el segundo caso se describirá el proyecto de estabilización de la ladera oriente del poblado de Metztlán, en el estado de Hidalgo. Dicho proyecto tuvo como objetivo solucionar los problemas de inestabilidad de un talud natural que manifestaba un patrón de agrietamientos y evidentes desplazamientos, afectando y poniendo en riesgo a la población de Metztlán y específicamente al barrio del Calvario. Como consecuencia del deslizamiento se generaron grietas en el terreno y consecuentemente en las construcciones, ocasionando importantes daños estructurales; tal es el caso del Convento Agustino de los Santos Reyes y La Tercena, construcciones que por ser catalogadas monumentos históricos por parte del Consejo Nacional para la Cultura y las Artes (CONACULTA), fue necesario establecer un sistema de instrumentación geotécnica que permitiera definir las causas del problema y la evolución del movimiento tanto en la ladera como en las estructuras mencionadas.

Es importante comentar que los mecanismos que rigen el comportamiento geotécnico en cada uno de los proyectos son diferentes: el hundimiento regional diferencial en el primer caso y la estabilidad de taludes en el segundo caso.

Estos dos ejemplos demuestran la importancia que tiene la aplicación de la instrumentación geotécnica en las obras de ingeniería civil, permitiéndonos medir directamente los parámetros que definen el comportamiento geotécnico de las formaciones naturales y de las estructuras que sobre ellas se desplantan, así como la comparación de la ocurrencia de los fenómenos reales con los modelos teóricos de la mecánica de suelos y rocas.

V.2. PROGRAMA DE INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA EN EL PROYECTO EX – HOSPITAL DE BETLEMITAS.

Antecedentes.

El Banco de México inició desde 1993 la reestructuración y readaptación del inmueble localizado en la esquina que forman las calles de Tacuba y Bolívar en el centro histórico de la ciudad de México, correspondiente al Ex –Hospital de Betlemitas, el cual es catalogado como monumento histórico. El Banco de México encomendó a la empresa Ingeniería Experimental S.A. de C.V., diseñar un programa de instrumentación para registrar, evaluar e interpretar los movimientos y comportamiento que presenta el edificio y estructuras adyacentes.

El Ex – Hospital de Betlemitas es un edificio colonial construido en el siglo XVIII, está constituido por planta baja, planta de entresuelo y planta alta, su estructura es a base de mampostería y sus sistemas de piso están constituidos por vigas de madera, sus fachadas están recubiertas por cantera; al interior existen dos claustros o patios principales en los que en su periferia se encuentran construidas arcadas. Geotécnicamente el inmueble se localiza dentro de la zona del Lago, según las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal y particularmente dentro de la subzona del Lago Centro II.

El edificio a través del tiempo ha tenido diferentes usos que han dado lugar a diversas modificaciones en su estructura original.

Los principales factores que han influido en el comportamiento mecánico y apariencia del inmueble son:

- a) Falta de mantenimiento general.
- b) Colocación de instalaciones de todo tipo sin ningún control en épocas anteriores.
- c) Alteración de la estructura original como por ejemplo, demolición de muros; sustituyéndolos por elementos ajenos a la propia estructuración.

En general el patrón y magnitud de hundimientos y deformaciones que se presentan en la superficie del terreno y en los elementos estructurales antiguos se deben a las intervenciones que ha sufrido el monumento histórico y alguna variación en el hundimiento regional que se dio en épocas anteriores.

Información geotécnica básica.

Exploración geotécnica.

Con el objeto de conocer las condiciones geotécnicas del sitio en estudio tales como: la secuencia estratigráfica y las características de los materiales, se efectuaron

trabajos de exploración consistentes en la ejecución de sondeos de cono eléctrico para poder correlacionar con mayor precisión la resistencia y posición que tienen los diferentes estratos que forman el subsuelo y establecer si existe una diferencia relativa de compresibilidad que haya influido y manifestado en el comportamiento del monumento histórico.

Los sondeos de cono eléctrico consisten en el hincado de una punta cilindro-cónica de acero de 60° de ángulo de ataque y área transversal conocida, equipada con deformímetros eléctricos, la punta cónica se hince con ayuda de una máquina perforadora convencional a una velocidad de hincado constante de 1 cm/seg. Al penetrar el suelo se toma un registro de lecturas relacionadas con la resistencia que presenta el suelo a la penetración del cono a cada 10 cm de profundidad, con estas lecturas se obtienen las respectivas resistencias de punta para formar finalmente la gráfica resistencia de punta contra profundidad, con los resultados obtenidos se efectuó la interpretación estratigráfica.

También como parte de los trabajos de exploración geotécnica se efectuaron sondeos mixtos extrayéndose muestras inalteradas y alteradas de los estratos más representativos del subsuelo, mismas que sirvieron para determinar además de la estratigrafía general del subsuelo las propiedades índice y mecánicas de los materiales extraídos.

Se efectuaron calas arqueológicas que consistieron en excavaciones a cielo abierto en sitios selectivos para conocer las características y la posible existencia de restos prehispánicos bajo el Ex -Hospital de Betlemitas. De lo anterior se pudo ratificar que la cimentación del monumento histórico es de tipo superficial a base de zapatas corridas de mampostería. El nivel de desplante de los cimientos se extiende más allá de una profundidad de 2.50 m, respecto al nivel de piso que existía al momento de iniciar los trabajos de instrumentación, siendo mayor la profundidad de desplante hacia el sur del edificio. El nivel de corona de la cimentación se localizó a una profundidad de 0.80 respecto al nivel de banquetta en la crujía norte y aumenta hasta 1.50 m en la crujía sur.

Las calas arqueológicas efectuadas permitieron además conocer que la cimentación del Ex -Hospital de Betlemitas se haya montada sobre una cimentación más robusta también de mampostería correspondiente al Mayorazgo de Vergara y Urrutia, estructura del virreinato que precedió al monumento histórico en estudio de acuerdo a la información proporcionada por los arqueólogos.

Estratigrafía.

A partir de los resultados de exploración y laboratorio, así como de la información de los sondeos cercanos al lugar se definieron los estratos que se describen a continuación:

- a) Relleno Artificial. Constituido por fragmentos de tabique, tezontle, tepetate, tepalcate en estado limoso arenoso. El espesor de esta capa varía de 1.80 m a 3.50 m.

- b) Manto Superficial. Formado por un limo arenoso de consistencia variable de media a compacta (MH), de color gris verdoso, con humedad inferior al 100%, peso volumétrico promedio de 1.60 ton/m³, mismo que presenta un lente de arcilla blanda. Su frontera inferior se encuentra entre 10.00 y 10.50 m de profundidad respecto a la cota del brocal.
- c) Formación Arcillosa Superior. Constituida por arcilla volcánica gris y café de consistencia blanda a media y alta plasticidad (CH), con lentes intercalados por pequeños estratos de arena y limo arenoso de consistencia blanda a compacta. El contenido de agua varía de 100 a 320 %, disminuyendo hacia la base donde además aumenta la consistencia del material compacto. El peso volumétrico promedio del material es de 1.20 ton/m³ excepto en los lentes duros; y la resistencia al esfuerzo cortante de naturaleza cohesiva medida en prueba triaxial UU varía de 2.5 a 4.0 ton/m². La formación arcillosa superior se encuentra bien definida entre los 8.50 y 32.00 m de profundidad.
- d) Primera Capa Dura. Subyaciendo a la formación arcillosa superior se encuentra la denominada capa dura, constituida por una mezcla de limo arenoso (MH) y arena limosa (SM) gris oscuro de consistencia dura, con una resistencia a la penetración estándar de 50 golpes. El contenido de agua promedio es menor de 100%.
- e) Formación Arcillosa Inferior. Debajo de la capa dura y hasta 45.80 m de profundidad se encuentra la segunda formación arcillosa de origen volcánico, de alta plasticidad (CH), y consistencia blanda, con lentes de arena y limo arenoso con un espesor de 13.80 m.
- f) Depósitos profundos. Subyaciendo a la segunda formación arcillosa se encuentran los depósitos profundos formados por una arena limosa de muy alta compacidad, con gravas aisladas.

Por otra parte en lo referente a las condiciones hidráulicas del lugar, el nivel medio de aguas freáticas se encontró a 2.50 m a partir del terreno natural durante la etapa de exploración.

Discusión del comportamiento del inmueble.

Tal como se señaló anteriormente, el inmueble en estudio se localiza dentro de la zona de lago y particularmente en la subzona de Lago Centro II, acotada justamente por el sector colonial que define el centro histórico de la ciudad de México.

Desde su construcción original, el predio de Tacuba y Bolívar ha estado sometido también a diferentes eventos que han influido en su comportamiento. Estos eventos que han producido a su vez ciclos de carga y descarga al subsuelo donde se apoya la cimentación, son principalmente los siguientes:

- a) Construcción de obras coloniales, que indujo grados de consolidación diferentes.
- b) Colocación de rellenos para dar niveles de piso
- c) Alteración a la estructura original.
- d) Construcción del nuevo edificio en colindancia sur.

En relación a lo indicado en el primer inciso, como es bien sabido en este sector de la ciudad se construyeron desde épocas anteriores edificaciones prehispánicas y coloniales, como es el caso de la antigua calzada Tacubaya y el Mayorazgo de Urrutia respectivamente. En particular según la interpretación arqueológica que se obtuvo durante las excavaciones para el retiro de relleno y la realización de calas, se pudo saber que el límite de la calzada Tacubaya se encontraba un poco más hacia el norte de la fachada del Ex –Hospital de Betlemitas que se localiza sobre la actual calle de Tacuba, sin que existan evidencias sobre dicha fachada que se presenten diferentes grados de consolidación en el suelo lo que se ratificó en los sondeos de cono eléctrico. Sin embargo sí se reportaron el arranque de los muros y la cimentación del Mayorazgo de Urrutia, pudiéndose observar en general que la traza de dicha cimentación coincide sólo en caso aislado con la traza original de los muros y cimentación del Ex –Hospital de Betlemitas. Esta condición que en principio pudiera parecer crítica sólo repercute en la esquina nor-oriente donde la cimentación de Betlemitas se halla montada sobre una plataforma de mampostería. Lo anterior provocó que se formara una fisura desde hace varios años, al distribirse de manera no uniforme la descarga de los muros a la cimentación.

En lo referente a la colocación de los rellenos para igualar los niveles de piso en el interior del monumento histórico respecto a los niveles de banqueta y vialidad, se han reportado una variación importante en el espesor de los rellenos que van de 60 cm en la crujía norte, aumentando hacia la crujía sur 150 cm. Lo que ha originado a su vez que el hundimiento diferencial se agudice por la sobrecarga que induce al subsuelo los rellenos, siendo congruente el espesor de los mismos, con el patrón de deformación que ha presentado históricamente el inmueble, observándose un hundimiento mayor en dirección sur poniente. Parte de estos rellenos han sido retirados para rescatar el nivel arquitectónico señalado en el proyecto lo que permitirá además rescatar parte de la fisonomía original del monumento histórico.

Por su parte las alteraciones a la estructura original consistieron en la demolición de muros originales, la creación de nuevos muros de diferente material y forma, mutilación de la estructura y confinamiento de los arcos de los claustros, situación que modificó significativamente la forma de trabajo de los diferentes elementos estructurales. Estos cambios repercutieron en el monumento histórico, más claramente en deformaciones de la estructura que en el subsuelo, manifestándose desplomos, fisuras y deformaciones horizontales en muros.

Otro aspecto que ha influido en la respuesta del Ex -Hospital es la construcción del nuevo edificio de oficinas propiedad del Banco de México, en la colindancia sur del inmueble, debido a que como parte de dichos trabajos fue necesario abatir el nivel freático en la franja adyacente a la crujía sur, siendo necesario diseñar y construir una pantalla de pozos de inyección para evitar que la pérdida de presión de poro se reflejara en la superestructura del Ex - Hospital de Bellemitas.

Sistema de instrumentación.

Como ya se mencionó en el capítulo III, el objetivo general del Sistema de Instrumentación Geotécnica es conocer en forma oportuna, los movimientos que se presenten en el edificio y en áreas adyacentes, para poder distinguir entre los movimientos asociados a la obra durante el proceso de reestructuración y el hundimiento regional, evaluando al mismo tiempo las condiciones de estabilidad y servicio del edificio. En ese mismo capítulo se describen en la tabla III.1. los parámetros a medir con los instrumentos instalados.

Control de la instrumentación.

Como parte del programa de instrumentación se han efectuado mediciones periódicas en el inmueble verificando el funcionamiento adecuado de cada uno de los instrumentos instalados.

La frecuencia de la toma de lecturas en todos los instrumentos, se ha ajustado desde su instalación, de acuerdo a las condiciones en que se encuentra la estructura, es decir, según los períodos críticos de comportamiento inducidos por condiciones de carga o alivio de peso; en otros casos se han ajustado atendiendo a las solicitudes del director responsable de obra, con el propósito de realizar mediciones extraordinarias, por ejemplo después de los sismos que registran una magnitud mayor de 5.0° en la escala de Richter.

Los resultados en los pozos de observación y estaciones piezométricas (nivel de aguas freáticas y columnas de agua respectivamente) han sido medidos e instalados en tres diferentes etapas de acuerdo al comportamiento del inmueble y a la reposición o reinstalación de algunos de ellos por mal funcionamiento o destrucción durante los trabajos de obra.

En lo referente a las nivelaciones topográficas se han instalado también tres etapas: en la primera se instalaron referencias constituidas por testigos pintados e identificados en el lecho superior de la cimentación. En la segunda etapa los testigos se instalaron en elementos estructurales del edificio como son muros, columnas y arcos. En la tercera etapa se instalaron referencias definitivas constituidas por tornillos metálicos identificados en elementos estructurales. Es importante mencionar que se han efectuado reubicaciones de muchas de las referencias debido a que han sido borradas o destruidas por las actividades de obra. La frecuencia de mediciones se ha

adaptado a las condiciones del comportamiento del subsuelo y de la estructura. Las nivelaciones se han referido al banco de nivel profundo ubicado en el patio principal, abarcando además los bancos de nivel superficiales colocados dentro y fuera del monumento histórico; y generalmente una vez al mes se ha corrido una nivelación al banco de nivel profundo instalado en la Catedral Metropolitana para verificar la medición del hundimiento regional.

Por su parte las lecturas de las secciones de convergencia en los arcos se han venido realizando en promedio una vez al mes, mientras que las lecturas en los inclinómetros fueron con mayor frecuencia al inicio de las mediciones y actualmente se realizan en promedio una vez al mes.

Las lecturas obtenidas en cada uno de los instrumentos se han procesado en gabinete elaborado en algunos casos gráficas y planos que muestran los resultados, con lo que se ha podido obtener la interpretación del comportamiento mecánico del suelo y de la estructura y estar al mismo tiempo en posibilidades de preservar en condiciones adecuadas de servicio al inmueble, generando en ocasiones recomendaciones en beneficio de la obra. A continuación se presenta la interpretación de los resultados obtenidos a partir del sistema de instrumentación.

Interpretación de resultados.

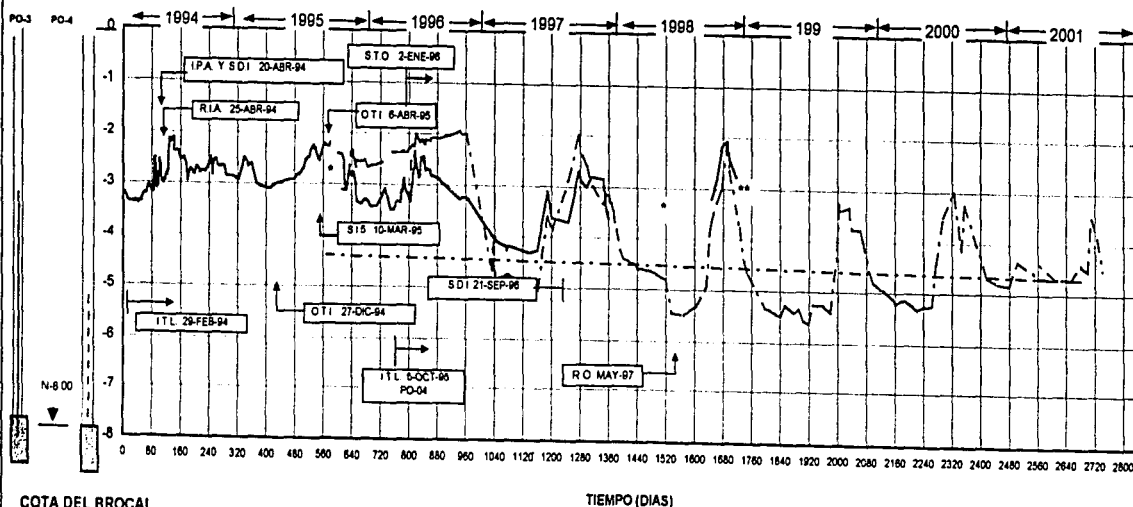
Condiciones Hidráulicas en el Subsuelo.

Con la finalidad de llevar el registro de la posición del nivel de aguas freáticas desde el inicio del programa de instrumentación en 1993, se han instalado dentro del inmueble tres pozos de observación (PO), algunos instrumentos como el PO-01 y PO-03 han sido destruidos debido a los trabajos de obra, por lo que ha sido necesario restituirlos, quedando en operación el PO-04. El PO-04 está instalado en la esquina NW del patio de Ex -Noviciado, es el instrumento con el que se lleva el registro de la evolución del nivel de aguas freáticas, a partir de las mediciones realizadas se ha elaborado la gráfica nivel freático- tiempo que se muestra en la Fig. V.1 y de la cual se puede comentar lo siguiente:

Desde el inicio de las mediciones del PO-04 en octubre de 1995 se observa una tendencia periódica en el nivel de aguas freáticas de ascenso en temporadas de lluvias y descenso en las temporadas de estiaje, la variación del nivel freático se encuentra en un rango de -3.0 y -5.0 m de profundidad respecto a la cota de brocal del instrumento. La información obtenida de la medición de este instrumento ha permitido conocer el abatimiento del NAF y correlacionar los resultados con las mediciones de los piezómetros abiertos instalados a profundidades cercanas a la superficie del terreno, así mismo ha permitido emitir recomendaciones a la empresa contratista para llevar a cabo algunos trabajos de obra como la excavación de estructuras subterráneas.

PROF.
(m)

POZOS DE OBSERVACION



COTA DEL BROCAL

PO-3 30.139 M

PO-4 29.992 M

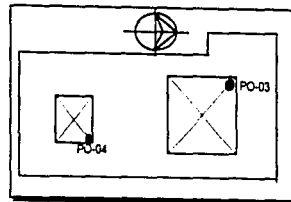
TIEMPO (DIAS)

ACTUALIZACIÓN SEPTIEMBRE DE 2001

NOMENCLATURA DE EVENTOS

ITL	INICIO DE TOMA DE LECTURAS	STO	SUSPENSIÓN TEMPORAL DE OBRA
IPA	INICIO DE INYECCION CON POZOS ALTERNOS	SDI	SUSPENSIÓN DE INYECCIÓN DE AGUA
SDI	SUSPENSIÓN DE INYECCIÓN	RO	REANUDACION DE OBRA
RIA	REINICIO DE INYECCIÓN CON POZO ALTERNOS		
OTI	INICIO DE OPERACIÓN CONTINUA DE TODOS LOS POZOS DE INYECCION		
S15	SUSPENSIÓN DE 5 POZOS DE INYECCIÓN NUMEROR DE 7 AL 11		
*	OBSTRUCCIÓN TEMPORAL DEL POZO		
----	POZO DESTRUIDO EL DÍA 27/NOV/96		
NOTA	LAS MEDICIONES DE LOS INSTRUMENTOS ESTAN REFERIDAS A LA COTA 30 056, LA CUAL CORRESPONDE AL PZ-19		

SIMBOLOGIA



CROQUIS DE LOCALIZACION



FIG. V.1. GRAFICAS DE NIVEL FREATICO.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Con la finalidad de conocer la presión de poro y la evolución de está con el tiempo, se instalaron piezómetros abiertos en lentes permeables a diferentes profundidades, cabe mencionar que respondiendo a las necesidades y exigencias del programa de instrumentación para conocer detalladamente la evolución de los niveles piezométricos se programaron tres etapas de instalación que se describen a continuación:

Piezómetros instalados durante la primera etapa (1994).

Piezómetros instalados a 8.50 m de profundidad.

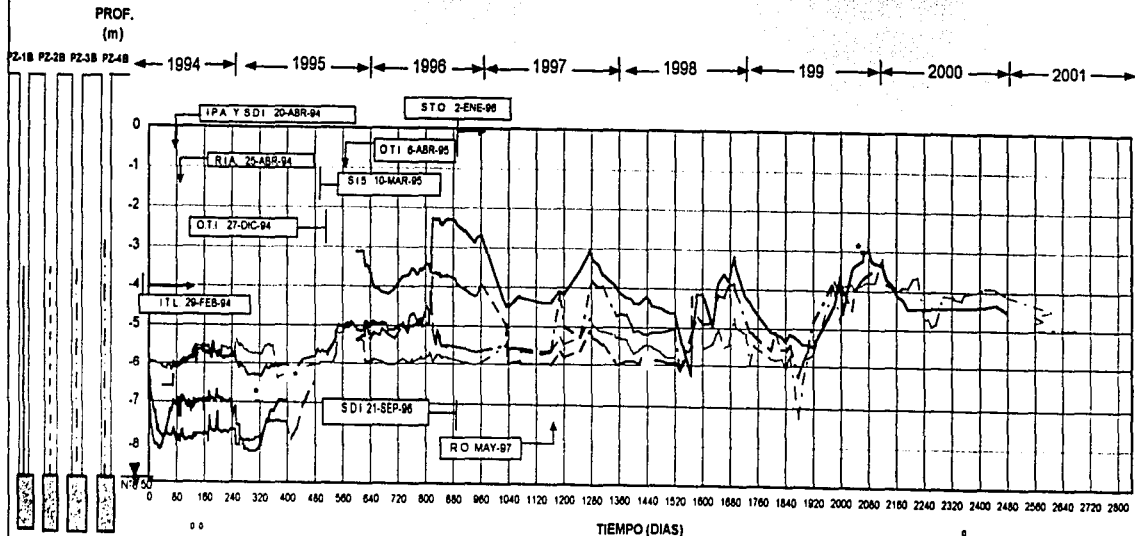
Aprovechando la información estratigráfica, se instalaron cuatro piezómetros tipo abierto en el estrato permeable, que se localiza a 8.50 m de profundidad, los piezómetros PZ-1B, PZ-2B, PZ-3B y PZ-4B instalados en febrero de 1994 manifiestan variaciones en la presión de poro como se observa en la Fig. V.2 y que se describen de la siguiente forma:

En el periodo comprendido entre febrero de 1994 y diciembre del mismo año se observan fluctuaciones ascendentes y descendentes del nivel piezométrico; posteriormente de diciembre de 1994 y hasta septiembre de 1996 se observa un incremento en la presión de poro principalmente en e PZ-1A y PZ-2A cercanos a la colindancia sur, que se correlaciona con la fase de operación de pozos de inyección para reducir los efectos de los trabajos de excavación para la construcción de cimentación y sótano del edificio vecino al sur, después de esa fecha la presión de poro disminuyó considerablemente y en los últimos cuatro años, no se advierte una tendencia clara de abatimiento de la presión de poro, registrándose en general una variación periódica ascendente y descendente del nivel piezométrico, que puede correlacionarse también con las temporadas de lluvias y estiaje respectivamente.

Piezómetros instalados a 17.0 m de profundidad.

Los cuatro piezómetros instalados en febrero de 1994 en el lente permeable a 17.0 m de profundidad en la formación arcillosa superior muestran como se observa en la Fig. V.3 un comportamiento variable a través del tiempo que se correlaciona con eventos de obra, tal es el caso del periodo comprendido entre febrero y diciembre de 1994 donde se manifestó una pérdida de la presión de poro de 1.2 Ton/m², entre diciembre de 1994 y septiembre de 1996, en los piezómetros cercanos a la crujía sur se registro un incremento de la presión de poro debido a la operación de los pozos de inyección, mientras que los piezómetros instalados en el Claustro Principal registraron prácticamente una tendencia de estabilidad en la presión de poro. Después de un periodo de suspensión temporal de la obra en mayo de 1997 se reiniciaron los trabajos y desde esa fecha se observa una suave tendencia de abatimiento en los niveles piezométricos: desafortunadamente tres de los cuatro piezómetros instalados han quedado inhabilitados manteniéndose hasta la fecha en que se realizó este trabajo escrito, las mediciones en el piezómetro ubicado en la esquina noroeste del Claustro Principal, en el que en los últimos tres años se observa una tendencia de abatimiento anual de la presión de poro de 0.78 Ton/m².

ESTACION PIEZOMETRICA



NOMENCLATURA DE EVENTOS

- ITL INICIO DE EXCAVACION Y BOMBEO DE AGUICUE 27 ENE 94
- ITL INICIO DE TOMA DE LECTURAS
- IPA INICIO DE INYECCION CON POZOS ALTERNOS
- SDI SUSPENSIÓN DE INYECCIÓN
- RIA REINICIO DE INYECCIÓN CON POZO ALTERNOS
- OTI INICIO DE OPERACION CONTINUA DE TODOS LOS POZOS DE INYECCION
- SIS SUSPENSIÓN DE 5 POZOS DE INYECCION NUMEROS 7 AL 11
- * PERIODO DE OBSTRUCCIÓN TEMPORAL DEL PIEZOMETRO
- .. (PIEZOMETRO DESTRUIDO)
- STO SUSPENSIÓN TEMPORAL DE OBRA
- SDI SUSPENSIÓN DE INYECCION DE AGUA
- RO REANUDACION DE OBRA

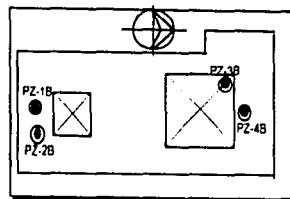
NOTA: LAS MEDICIONES DE LOS INSTRUMENTOS ESTAN REFERIDAS A LA

COTA 30.058 LA CUAL CORRESPONDE AL PZ-1B

COTA DEL BROCAL

- PZ-1B 30.058 M
- PZ-2B 29.080 M
- PZ-3B 31.107 M
- PZ-4B 30.620 M

ACTUALIZACIÓN: SEPTIEMBRE DE 2001



SIMBOLOGIA

- PZ-1B
- - - PZ-2B
- · - PZ-3B
- · - PZ-4B

CROQUIS DE LOCALIZACION

FIG. V.2. GRÁFICA DE PRESIÓN DE PORO EN PIEZÓMETROS INSTALADOS A 8.50 m DE PROFUNDIDAD.

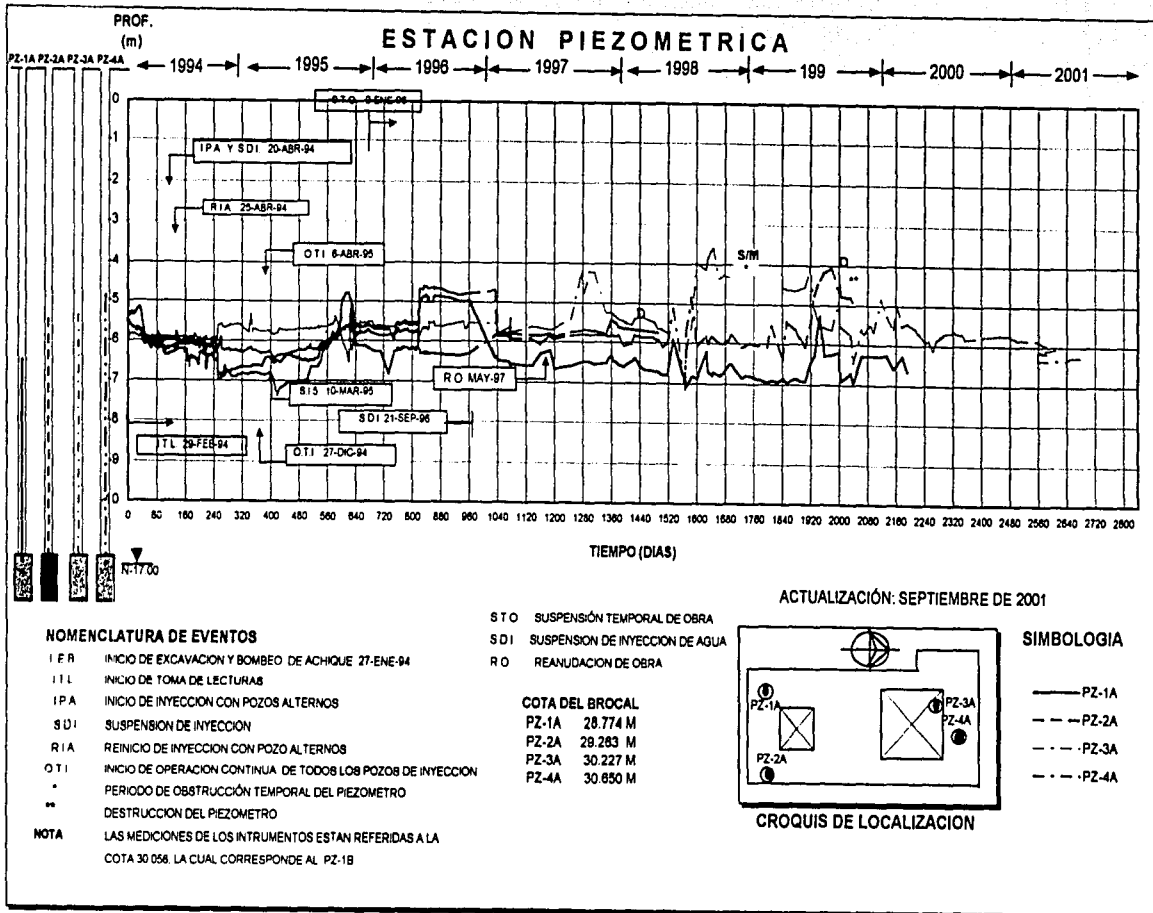


FIG. V. 3. GRÁFICA DE PRESIÓN DE PORO EN PIEZÓMETROS INSTALADOS A 17.0 m DE PROFUNDIDAD.

Piezómetros instalados en la segunda etapa (1995)

Piezómetros instalados a 25.0 m de profundidad.

Los piezómetros PZ-6D y PZ-5D ubicados en el Claustro Principal y patio de Ex – Noviciado respectivamente e instalados en la formación arcillosa superior, desde el inicio de las mediciones en octubre de 1995 registran una tendencia de abatimiento de la presión de poro. La presión de poro en el PZ-6D es ligeramente mayor a la del PZ-5D, manifestándose una velocidad de abatimiento anual en los últimos tres años de 0.5 Ton/m².

Piezómetros instalados a 34.0 m de profundidad.

Los piezómetros PZ-4C y PZ-5C instalados en la primera capa dura en el Claustro Principal y patio de Ex –Noviciado respectivamente manifiestan una ligera tendencia descendente de la presión de poro, en el PZ-5C la velocidad de abatimiento anual ha sido de 0.18 Ton/m².

Piezómetros instalados en la tercera etapa (1999).

En mayo de 1999 se inició con la medición de piezómetros instalados a 20.0 m, 33.0 m (primera capa dura) y a 48.0 m (segunda capa dura), tanto en el Claustro Principal como en el patio de Ex –Noviciado, en general puede comentarse que se registran ligeras tendencias de abatimiento, siendo mayor la presión de poro en los piezómetros instalados en el Claustro Principal, lo que nos indica que el grado de consolidación en los estratos mencionados es menor en la región norte del inmueble y es congruente con la tendencia de deformación histórica presentada en el entorno del Ex –Hospital.

El registro de las mediciones en los piezómetros ha permitido conocer las magnitudes de la presión de poro a diferentes profundidades, así como asociar los efectos de los trabajos realizados y la alteración del estado de esfuerzos en el subsuelo, permitiendo por ejemplo, implementar, operar y controlar el funcionamiento de los pozos de inyección en una de las etapas del proceso de readaptación del inmueble.

Referencias en Estructura.

En el periodo comprendido entre el 29 de octubre de 1993 fecha en la que se iniciaron los trabajos de topografía y septiembre de 2001 fecha en la que se elaboró el presente trabajo escrito, se distinguen tres zonas de comportamiento, de acuerdo a la magnitud, sentido y distribución de los movimientos verticales que se han registrado. Las tres zonas han sido definidas en base al comportamiento mecánico del suelo durante el desarrollo de los trabajos de obra y considerando además el comportamiento histórico del inmueble que se correlacionó a partir de la configuración del paño superior de la

cimentación, cuyo levantamiento se realizó en agosto de 1995, a continuación se describen dichas zonas:

- a) La primera zona se localiza en la colindancia sur, en el área acotada entre los ejes 1 y 2 (ver Fig. V.4), donde se presentan los asentamientos acumulados de mayor magnitud, originándose una pendiente de deformación descendente hacia la esquina SE del edificio.

En esta zona los asentamientos máximos se registraron entre el 29 de octubre de 1993 y el 25 de septiembre de 1996 y se correlacionan con los efectos inducidos por los trabajos de construcción de la cimentación y sótanos del edificio colindante en la crujía sur del Ex –Hospital de Betlemitas. Los aspectos geotécnicos de la construcción de la cimentación del edificio mencionado que incidieron sobre el Ex –Hospital fueron: la excavación y abatimiento del nivel de aguas freáticas. Una vez que se concluyó la construcción de la cimentación y sótano del edificio colindante, la tendencia de comportamiento de la crujía sur se revirtió, registrándose durante el período comprendido entre junio de 1996 y julio de 2000 un efecto de emersión aparente. En el período comprendido de julio de 2000 a septiembre de 2001 el efecto de emersión ha disminuido prevaleciendo una tendencia de relativa estabilidad en los movimientos verticales.

- b) La segunda zona es la que corresponde a los claustros del Patio del "cuchiflete", se han registrado expansiones con una magnitud acumulada de 44 mm. En esta zona se registró una suave tendencia de emersión aparente que se manifestó de manera prácticamente uniforme durante el período comprendido entre octubre de 1993 y enero de 1996, que se correlaciona con la ejecución de los trabajos de retiros de sistemas de piso y retiro de rellenos en planta baja para rescatar los niveles arquitectónicos originales. Durante el período de suspensión temporal de la obra, comprendido entre enero de 1996 y mayo de 1997 se registró una tendencia de estabilidad, lo que favoreció para que el efecto de emersión aparente no continuara evolucionando. Entre junio de 1998 y enero de 2000, después de reiniciar los trabajos de obra, se acentuó la tendencia de emersión aparente en el Patio de Ex – Noviciado, debido al retiro de rellenos complementarios en planta baja y la construcción de trincheras para alojar estructuras subterráneas, mientras que en el período comprendido entre enero de 2000 y septiembre de 2001 la tendencia de emersión aparente en ese sitio aún prevalece.

El comportamiento en esta zona obedece principalmente al retiro de rellenos en planta baja y excavaciones para la construcción de estructuras subterráneas.

- c) La tercer zona abarca el áreas complementaria del edificio, delimitada por las crujías norte y oriente adyacentes a la calle de Tacuba y Bolívar respectivamente, durante el período comprendido de 1993 y enero de 1996. se registró una tendencia de asentamientos uniforme, durante el período de suspensión temporal de la obra, al igual que el resto del edificio se registró una tendencia de estabilidad. Posteriormente al reiniciar los trabajos entre junio de 1998 y marzo de 2000 se modificó dicha tendencia, presentándose un efecto de emersión aparente, que se

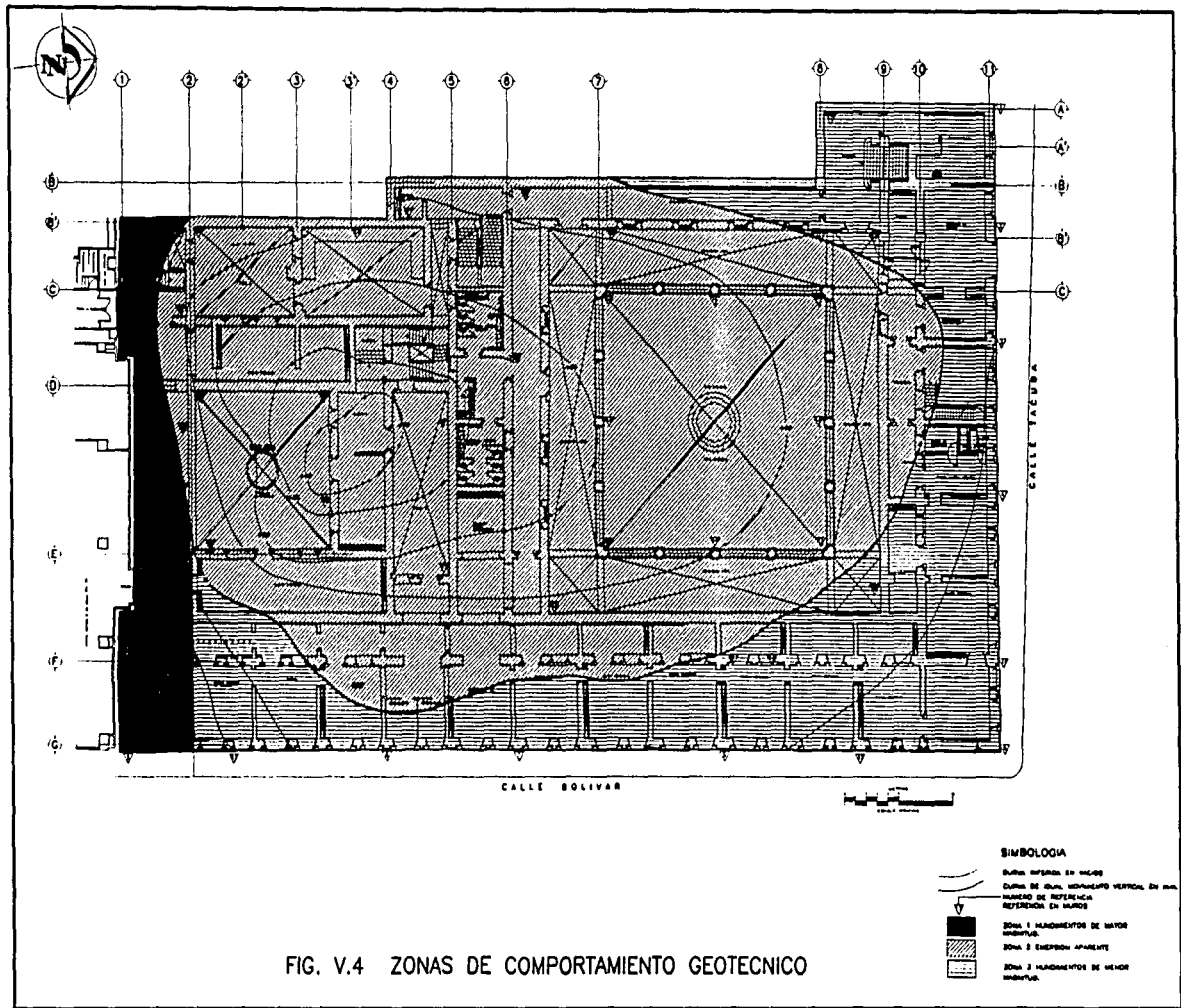


FIG. V.4 ZONAS DE COMPORTAMIENTO GEOTECNICO

correlaciona con la excavación de trincheras y depresión de banquetas de las calles de Tacuba y Bolívar. En el período comprendido entre enero de 2000 y septiembre de 2001 el efecto de emersión continúa aunque con movimientos de menor magnitud.

Bancos de Nivel Superficial. (BNS)

Con la finalidad de registrar la magnitud del hundimiento regional en la zona donde se ubica el Ex –Hospital de Betlemitas, se instalaron cinco bancos de nivel superficial (BNS-01 al BNS-05). Los BNS se han nivelado periódicamente respecto al banco de nivel profundo de la Catedral Metropolitana (BNP), cuya cota es 2230.30 m.s.n.m.

A partir de los resultados obtenidos en la nivelación de los BNS se realizaron gráficas deformación-tiempo que se muestran en la Fig. V.5 en las que se observa el comportamiento de cada uno de los bancos definiéndose los periodos y velocidades de hundimiento; se puede comentar por ejemplo, que en el periodo comprendido entre abril de 1999 y mayo de 2000, el hundimiento regional se presentó de manera uniforme con una velocidad promedio de 3.50 mm/mes; sin embargo en el periodo comprendido entre el 19 de enero de 2000 y el 22 de septiembre de 2001 la velocidad de hundimiento regional registró variaciones presentándose de la siguiente forma: en los bancos de nivel superficial BNS-01 y BNS-03 la velocidad de hundimiento disminuyó ligeramente de 3.5 a 3.2 mm/mes respectivamente, en el BNS-02 se registró también una disminución en la velocidad de hundimiento de 3.5 a 2.8 mm/mes. mientras que los BNS-04 y BNS-05 el hundimiento regional se incremento a 4.6 y 4.2 mm/mes respectivamente.

Lo anterior muestra el comportamiento del hundimiento regional en el entorno del Ex – Hospital de Betlemitas acentuándose la diferencia de velocidades entre el BNS-02 y el BNS-04 con un diferencial de 1.8 mm/mes. (La ubicación de los BNS puede observarse en el croquis de localización del Ex – Hospital de Betlemitas, Fig. III.2)

El hundimiento regional promedio es de 4.3 cm/año, inferior a la velocidad de hundimiento correspondiente a la zona Lago Centro II, que según la Comisión de Aguas del Distrito Federal es de 10 cm/año.

Es importante comentar que el cambio de la velocidad de hundimiento regional, puede reflejarse en el comportamiento del inmueble y reactivar alguna tendencia histórica de movimientos diferenciales, por ello es indispensable efectuar periódicamente las nivelaciones para detectar oportunamente alguna variación que pudiera afectar las condiciones de seguridad del edificio.

Medición de Desplomos.

Con el propósito de conocer los movimientos horizontales que se pudieran presentar en las columnas de los arcos, originados por los movimientos verticales diferenciales así como por el probable efecto de la liberación de los claros de los arcos. al demoler

EX - HOSPITAL DE BETLEMITAS

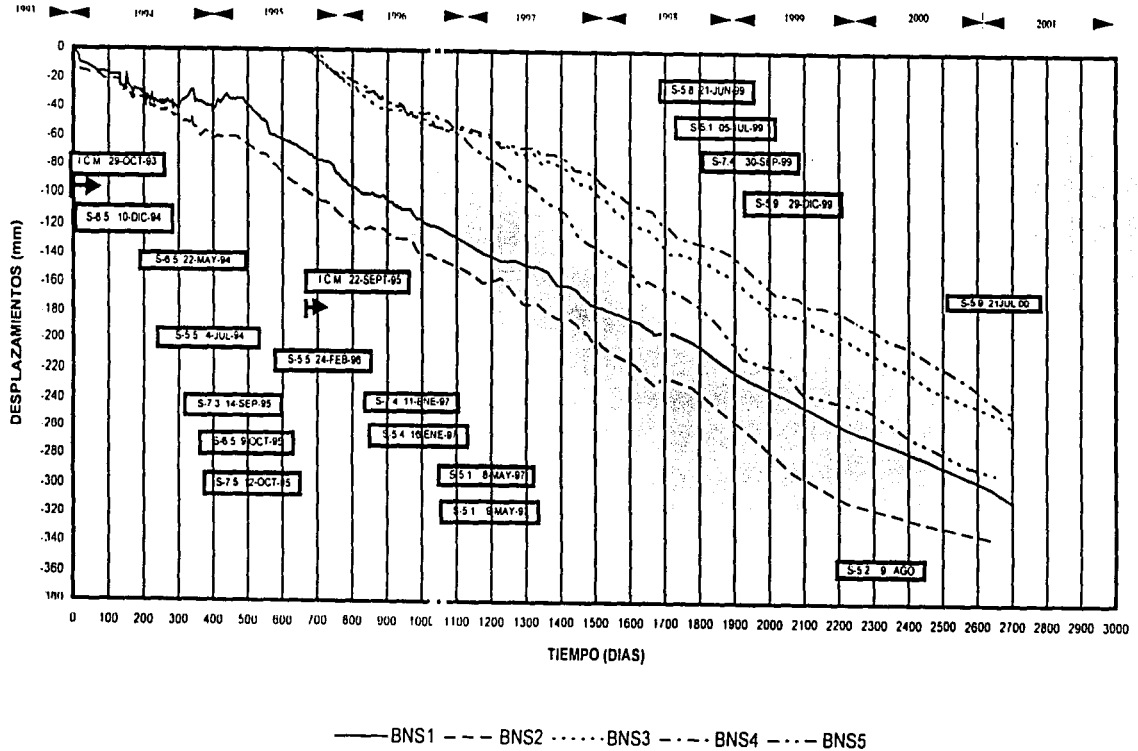


FIG.V.5. BANCOS DE NIVEL SUPERFICIAL

los muros que los confinaban, como parte del proceso de rehabilitación y reestructuración del inmueble. se ha efectuado la medición de desplomos en las columnas del Claustro Principal.

En general los desplomos en fachadas y en la mayoría de las columnas, se presentan en la dirección sur-poniente, siendo congruente esta condición, con el patrón de hundimientos diferenciales que se ha presentado históricamente en el edificio.

En el Claustro norte, las columnas situadas sobre las fachadas norte y poniente, presentan desplomos en la dirección sur-poniente, con un desplazamiento horizontal máximo de 29.10 cm de la base de la columna a la cornisa de azotea en el caso de la columna más crítica . En lo referente a las columnas situadas en las fachadas sur y oriente se presentan también desplomos en la dirección sur-poniente con un desplazamiento horizontal máximo de 25.10 cm, medidos de la base de la columna a la cornisa de azotea, Fig. V.6.

Desplazamientos horizontales del subsuelo.

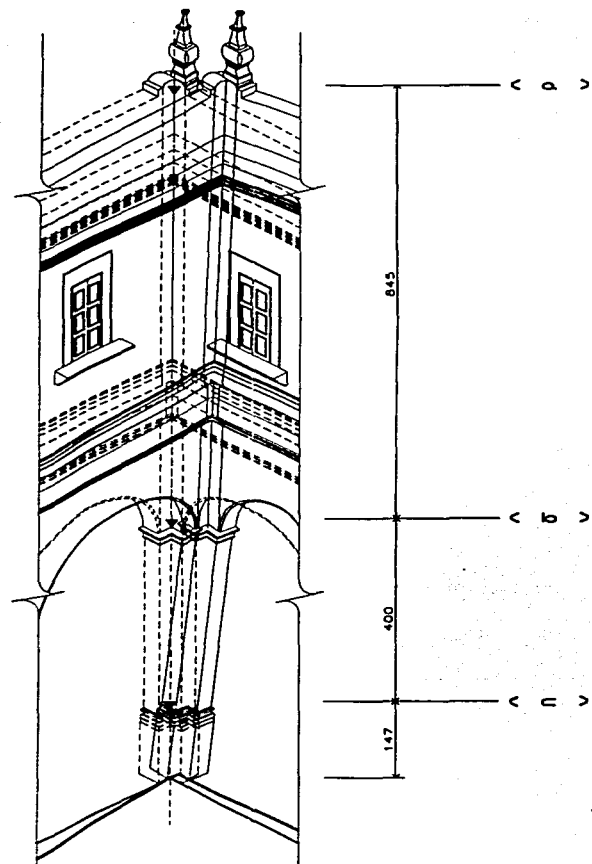
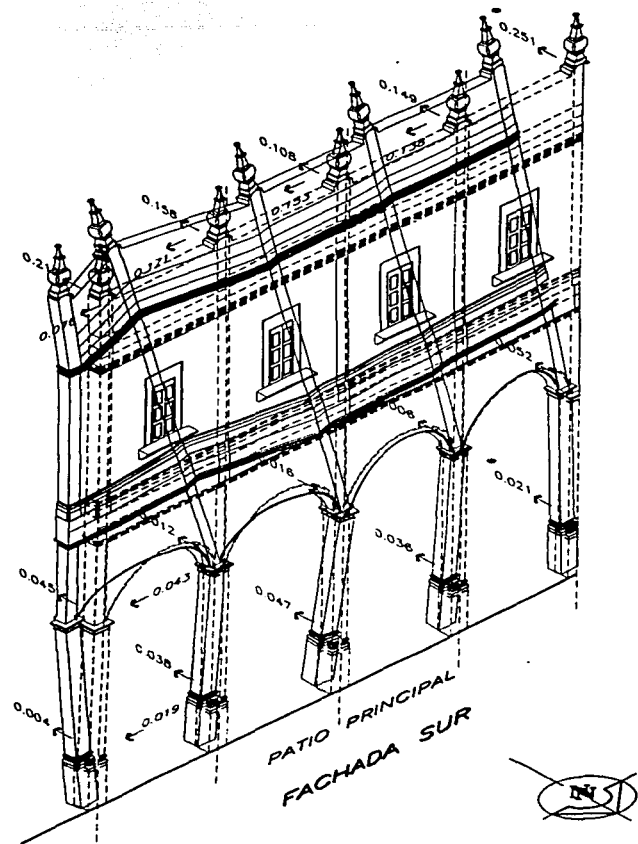
Con el propósito de determinar si existe una tendencia de movimientos horizontales en el subsuelo, en aquellos sitios donde históricamente se ha registrado un patrón de movimientos verticales diferenciales de la estructura, en enero de 1995 se instalaron dos inclinómetros el 01 ubicado en la esquina noreste del edificio y el 02 en el costado poniente del patio de Ex -Noviciado.

Los resultados obtenidos del inclinómetro 01 instalado a 33 m de profundidad en la primera capa dura han permitido elaborar gráficas en las que se muestran los desplazamientos en el sentido horizontal y su variación con la profundidad como se observa en la Fig. V.7, los desplazamientos horizontales han sido medidos en dos direcciones la norte-sur y la este-oeste, observando en la primera de las direcciones desplazamientos hacia la dirección sur, mientras que en la segunda dirección se han registrado pequeñas variaciones hacia el poniente.

En el inclinómetro 02 instalado a 36 m de profundidad se reporta durante el periodo de mediciones comprendido entre octubre de 1995 y la fecha en que se elaboró el presente trabajo una suave tendencia de movimiento horizontal del subsuelo hacia la dirección sureste.

Las variaciones en el sentido horizontal de la masa de suelo reportadas por los inclinómetros, pueden responder a pequeños reajustes del subsuelo en el entorno del edificio. Las mediciones de los dos instrumentos han permitido ratificar el comportamiento mecánico del subsuelo en la esquina noreste y suroeste del inmueble y patio de Ex -Noviciado respectivamente, donde se ha registrado actividad en grietas.

Los desplazamientos laterales registrados en el subsuelo, sin embargo son prácticamente despreciables, y no constituyen una condición indeseable para la estabilidad del inmueble.

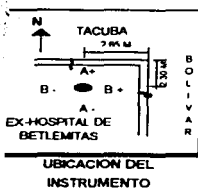
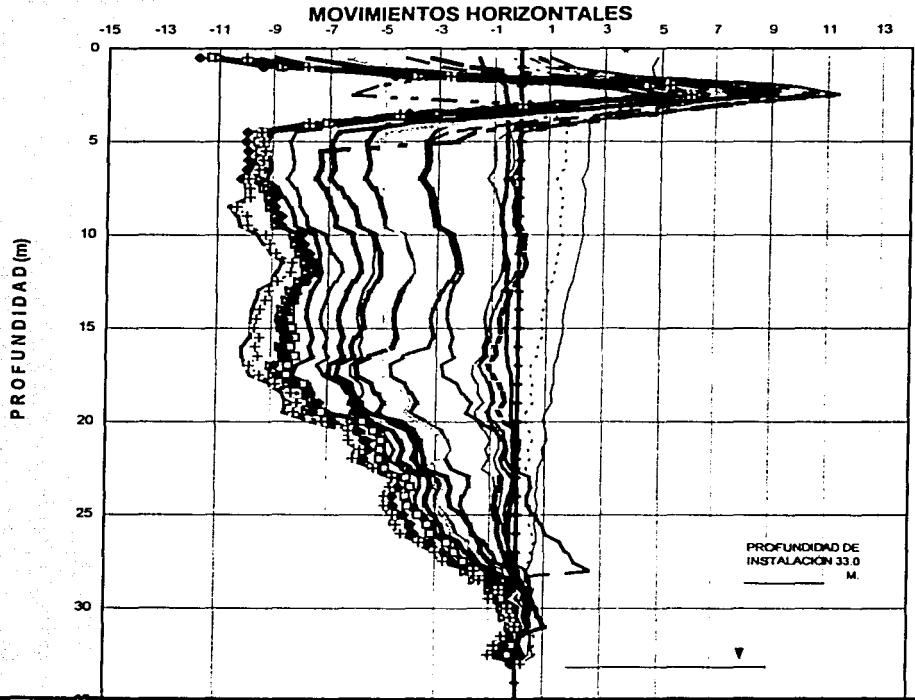


C O L U M N A T I P O

NOTAS

- PERFIL DEFORMADO
- - - PERFIL DE REFERENCIA
- ← 0.251 BRECCION Y MOMENTO DEL DESPLAZO (m)
- (MISMO DESPLAZO)

FIG.- V.6 RESULTADOS DE DESPLOMOS.



COTA DEL BROCAL 29.383 M.
(NIVEL SUPERIOR DE TUBERIA)

FECHA DE INSTALACION: 13-ENERO-95

FECHA DE 1ª LECTURA: 10-MARZO-95

SIMBOLOGIA	FECHA	SIMBOLOGIA	FECHA
---	10-mar-95	---	20-ene-00
---	13-sep-95	---	31-may-00
---	08-mar-96	□	28-sep-00
---	23-sep-96	---	30-nov-00
---	12-mar-97	◆	28-mar-01
---	19-sep-97	+	31-jun-01
---	03-mar-98	---	31-sep-01
---	26-nov-98		
---	22-abr-99		
---	28-oct-99		

INCLINOMETRO 1
POLO A- A+

FIG. V.7. RESULTADOS EN INCLINOMETROS

Actividad en grietas.

Como consecuencia de los movimientos verticales diferenciales originados por las deformaciones que el subsuelo ha presentado históricamente y por el sistema estructural del edificio, han aparecido agrietamientos en: pisos, muros, columnas y arcos. El sistema de grietas que presenta el edificio se ubica en cinco sitios locales:

La esquina que forman las calles de Tacuba y Bolívar, donde se presentan agrietamientos en ambos lados de los muros de la esquina del inmueble y marcándose una fractura prácticamente en toda la altura del edificio.

La esquina sur-oeste del patio de Ex -Noviciado, donde los agrietamientos se manifiestan en planta de entresuelo y planta alta, particularmente en los arcos.

Tercio central del edificio, donde los agrietamientos se manifiestan en la planta de azotea; en los dos sitios restantes se presentan agrietamientos de menor magnitud en el eje de la crujía sur y finalmente, en la esquina sur oriente del edificio.

El seguimiento de la actividad en grietas se ha llevado a cabo en dos etapas. En la primera se colocaron medidores de junta en dos direcciones (noviembre de 1993), realizándose mediciones en forma periódica hasta el mes de mayo de 1997, momento en el que se retiraron la mayoría de los instrumentos debido a las actividades desarrolladas en la obra. La segunda etapa consistió en la instalación de medidores de junta tridimensionales, los cuales se colocaron en enero de 1998, las mediciones desde entonces se han efectuado de manera mensual hasta la fecha.

Prácticamente todas las fisuras y grietas existían en el edificio desde el principio de los trabajos de obra, sin embargo en los últimos años se han reportado algunas fisuras y grietas, siendo las más importantes las que se localizan en el entorno de la esquina sur-oeste del patio de Ex -Noviciado y en la arcada norte del mismo patio; el resto de las nuevas fisuras no se correlaciona con mecanismos de deformación inducidos por movimientos diferenciales en la estructura, sino por los reajustes propios de la construcción.

A continuación en la Fig. V.8. se muestra como ejemplo la representación gráfica de los resultados de la actividad en la grieta No.14 localizada en la esquina nor-oeste del edificio, en planta de entresuelo.

Conclusiones.

- a) Como parte de los trabajos de reestructuración y adaptación a usos contemporáneos, se implementó desde 1993, un Sistema de Instrumentación Geotécnica en el inmueble y su entorno, constituido por: mediciones de bancos de nivel superficial, referencias topográficas, desplomos, pozos de observación, piezómetros, inclinómetros y secciones de convergencia.

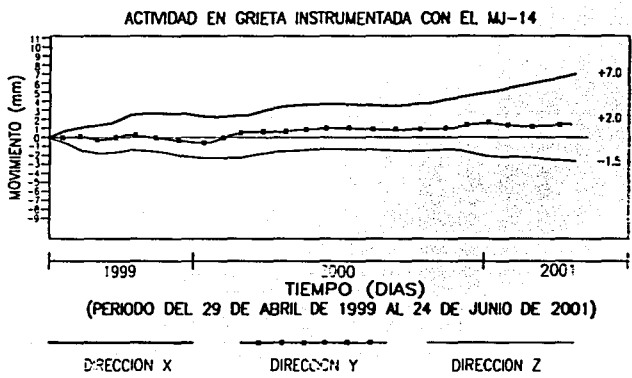
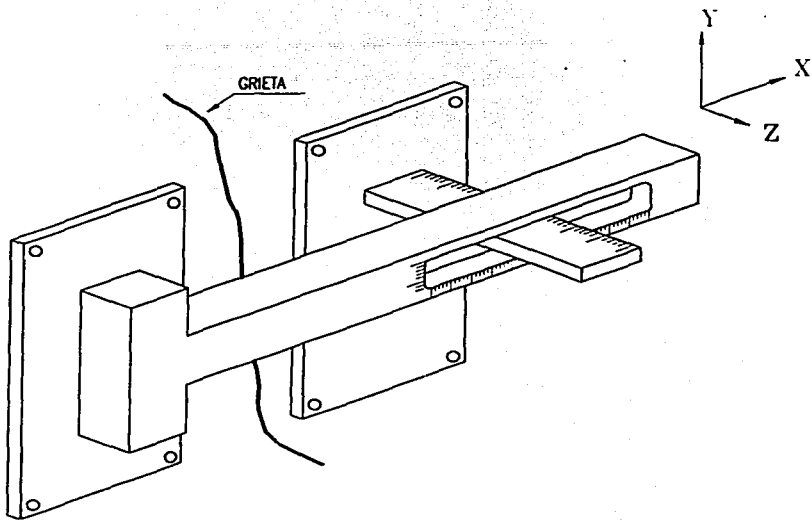


FIG. V.8 RESULTADOS DE MEDIDORES DE JUNTA DE TRIDIMENSIONALES.

SIN ESC.

- b) La evolución de los movimientos verticales se ha dado en tres etapas:

La etapa inicial comprendida entre octubre de 1993 y finales de 1995, cuando se realizaron en su totalidad los trabajos de reestructuración y retiro de rellenos, que junto con las actividades de excavación y construcción de sótanos del edificio colindante al sur, son los aspectos geotécnicos que más han influido en el comportamiento del monumento histórico.

La segunda etapa comprendida entre junio de 1996 y junio de 1998, el comportamiento del Ex -Hospital fue prácticamente estable.

La tercera etapa a partir de 1998 cuando se comenzó a manifestar una tendencia de emersión aparente que se correlaciona con el efecto de descarga, debido a lo prolongado del proceso de construcción de estructuras subterráneas lo que agudizó el efecto de descarga, y donde incluso fue necesario programar una serie de nivelaciones adicionales para realizar un seguimiento geotécnico más estrecho del monumento histórico.

- c) Los movimientos verticales acumulados entre el 29 de octubre de 1993 y septiembre de 2001, han permitido definir tres zonas de comportamiento en el Ex -Hospital de Betlemitas:

La primera zona localizada al sur del edificio, se caracteriza por presentar los mayores asentamientos.

La segunda zona se ubica en la parte central del edificio, se caracteriza por presentar una emersión aparente que se acentúa en la esquina noroeste del claustro sur.

La tercera zona delimitada por el Claustro Principal y las calles Tacuba y Bolívar se caracteriza por presentar asentamientos medios y expansiones bajas.

- d) El comportamiento de los bancos de nivel superficial en el periodo comprendido entre abril de 1999 y mayo de 2000 había sido de 3.5 mm/mes, que representa una velocidad promedio de 4.2 cm/año, presentándose de manera prácticamente uniforme; desde mayo de 2000 y hasta septiembre de 2001 la velocidad de hundimiento se modificó, registrándose movimientos no uniformes en la manzana donde se ubica el Ex -Hospital, la velocidad de hundimiento promedio registrada fue de 4.3 cm/año.
- e) Los resultados de las mediciones de los desplomos en las columnas de los arcos del Claustro principal, reflejan una tendencia de deformación en dirección suroeste, congruente con el patrón de hundimiento histórico del edificio.

- f) En general el nivel de aguas freáticas manifiesta variaciones de ascenso y descenso que son de tipo periódico y se correlacionan con la temporada de lluvias y estiaje respectivamente.
- g) El comportamiento de la presión de poro a diferentes profundidades muestra en general una tendencia de abatimiento, registrando además presiones de menor magnitud en la región sur del edificio lo que representa un mayor grado de consolidación en esa zona.
- h) Los inclinómetros registran tendencias de desplazamientos horizontales del subsuelo en la dirección sur, sin embargo dichos desplazamientos no perturban la condición de estabilidad del edificio.
- i) La actividad en grietas se correlaciona con movimientos verticales diferenciales, influyendo también las características estructurales del inmueble como lo es estar construido a base de materiales de mampostería.

Recomendaciones.

- a) Es necesario tener especial cuidado en que las referencias topográficas instaladas, así como los diferentes instrumentos no se dañen ni se obstruyan durante los trabajos de obra para poder dar continuidad al monitoreo del edificio.
- b) Es necesario construir registros de protección para piezómetros, pozos de observación e inclinómetros.
- c) Es conveniente llevar a cabo un tratamiento de grietas para restaurar y al mismo tiempo continuar evaluando su comportamiento.
- d) Es necesario apresurar algunos trabajos de obra referentes a excavaciones como la construcción de trincheras, así mismo lastrar totalmente las estructuras subterráneas incluyendo las cisternas, con el propósito de evitar que la descarga del subsuelo incremente el efecto de emersión aparente registrado en los últimos años.
- e) Es conveniente implementar la operación de un grupo de pozos de inyección para mitigar los efectos de hundimientos diferenciales en la crujía sur del Ex –Hospital.

V.3 PROGRAMA DE INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA EN LA ESTABILIZACIÓN DE LA LADERA ORIENTE DEL POBLADO DE METZTITLÁN, HIDALGO.

Antecedentes.

El problema geotécnico se desarrolla en el poblado de Metztlán, situado en la parte central del estado de Hidalgo, a 79 km. al norte de la ciudad de Pachuca, en las coordenadas geográficas 20° 30' 45" de latitud norte y 98° 45' 30" de longitud oeste del meridiano de Greenwich y una altitud promedio de 1353 m.s.n.m (ver Fig. V.9). Su situación topográfica origina que el sitio se encuentre asentado en un lomerío cuyas pendientes varían entre 20° y 60° aproximadamente. El poblado abarca un área de 150 hectáreas y en la parte oriente, al pie del talud se ubica el arroyo Tlaxomottl de mediano caudal aunque en época de lluvias acrecienta su corriente alcanzando velocidades de hasta 2 m/s.

En la parte norte que corona al cerro, se localizaba hasta 1993 el barrio del Calvario y en el costado sur de la corona se conserva hasta estos días el Ex - convento Agustino de los Santos Reyes el cual es uno de los principales ejemplos de la arquitectura religiosa del siglo XVI en nuestro país, considerado un proyecto clásico de esa época. La construcción actualmente se encuentra prácticamente completa, pero debido a los deslizamientos parciales del terreno donde se asienta ha sufrido serias afectaciones en las fachadas norte y oriente de la estructura al grado de colapsarse el área de las letrinas. Sobre la ladera oriente, aproximadamente a media altura de la misma, se encuentra otro edificio del mismo siglo conocido como La Tercena que también ha sufrido daños debidos al deslizamiento de la ladera. Ambas construcciones están catalogadas como monumentos históricos de gran valor arquitectónico.

Como consecuencia de este problema, se contrató a la empresa Ingeniería Experimental S. A de C. V para implementar un programa de instrumentación geotécnica con la finalidad de conocer las causas que originaron el problema, así como la magnitud y rapidez de los desplazamientos tanto horizontales como verticales en el talud natural y como consecuencia en los monumentos históricos que ahí se asientan, para que una vez conocidos los resultados de instrumentación se pudieran emitir recomendaciones que mitigaran el fenómeno de desplazamiento natural.

Información geotécnica básica.

Geología y estratigrafía local.

La población de Metztlán se encuentra ubicada en la provincia fisiográfica de la Sierra madre Oriental, integrada por una cadena montañosa formada por sierras alargadas casi paralelas, separadas por valles intermontanos. En estas sierras afloran rocas sedimentarias marinas plegadas, fracturadas y afalladas de la era mesozoica, que descansan sobre un basamento metamórfico y en algunas partes se encuentran derrames basálticos fisurales en forma de mesetas.

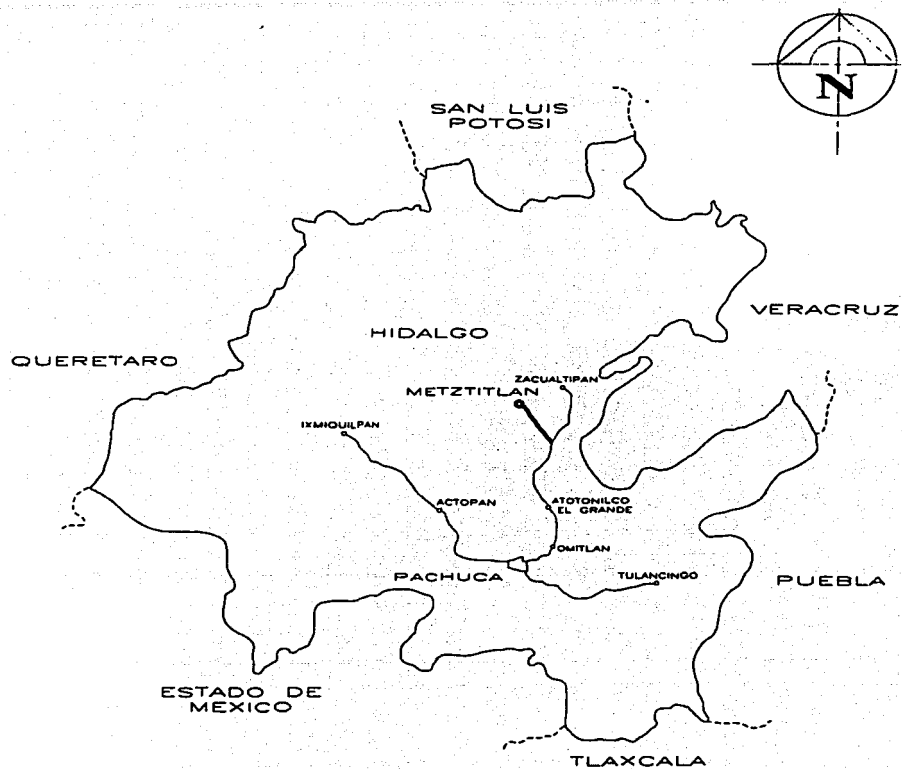


FIG. V.09 CROQUIS DE LOCALIZACION DEL POBLADO DE METZTITLAN, HGO.

En la geomorfología del sitio predominan los sistemas de topoforras accidentadas tales como: cañones, cantiles, barrancas profundas, mesetas altas y valles intermontanos principalmente.

La unidad litológica que sirve como basamento en el cerro de Metztlán es la Formación Méndez, constituida por una secuencia de calizas arcillosas de color café y gris claro, lutitas de color café y verde olivo, lutitas calcáreas y margas blanquecinas que se encuentran muy fracturadas y plegadas. Debido a que el fenómeno de deslizamiento de tierras, se presenta particularmente en los materiales recientes que sobreyacen a dicha unidad que es la Formación Atotonilco el Grande, a continuación se describen las características estratigráficas de ésta.

Formación Atotonilco el Grande.

Esta formación está constituida por materiales producto de la erosión de unidades litológicas del cretácico, intercaladas con horizontes de origen volcánico, ambos depositados en un ambiente lacustre, las unidades que la conforman de la base hacia la cima son:

Conglomerado de caliza. Unidad de color verde grisáceo y verde olivo, de textura clástica constituida por fragmentos de gravas y escasos boleos de forma sub redondeada y alargada y de calizas arcillosas, su espesor varía de 10 a 50m.

Brecha basáltica. Cuerpo ígneo de composición básica de color negro con tonos amarillo óxido, es una estructura brechada muy fracturada, presenta arcilla lacustre y vetillas de yeso, se define un espesor variable de entre 0.5 y 7.5 m.

Arcilla lacustre. Unidad de color verde olivo y café claro, de alta plasticidad y consistencia variable de compacta a dura en estado seco y de blanda a muy blanda en estado saturado, está constituida por arcilla de origen bentonítico con abundantes cristales de yeso. Esta unidad se encuentra distribuida ampliamente en toda el área de estudio y es la que predomina en toda la loma donde se asienta Metztlán, presenta un espesor variable entre 5 y 30 m. Litológicamente esta unidad presenta inestabilidad al humedecerse ya que se modifican sus propiedades mecánicas considerablemente, alcanzando un grado de plastificación tal, que en algunos cortes presenta signos de reptación ó deslizamientos.

Caliza lacustre. Horizonte de color crema y café claro, formado por calizas microcristalinas y arcillosas con vetas de yeso y escasos lentes de limonitas. Esta unidad aflora en sitios aislados, formando comúnmente promontorios por su alta resistencia a la erosión, entre los cuales se tiene el que aflora en el atrio del convento. Se estima un espesor variable de 2 a 8 m.

Pumicita. Son dos horizontes de tobas pumíticas de color blanco amarillento y gris claro con estructura vitroclástica constituido por vidrio volcánico ó piedra pómez empacadas en una matriz de arcilla arenosa con fracturamiento de bajo a moderado, su espesor oscila entre 2 y 3.5 m.

Conglomerado de caliza. Conglomerado pumítico formado por fragmentos de caliza microcristalina, caliza arcillosa, lutita, pedernal negro y gravas pumíticas empacadas en una matriz areno arcillosa con cementante de carbonato de calcio, se le estima un espesor promedio de 18 m y aflora en la parte norte de Metztlán

Descripción del problema geotécnico.

El problema a resolver consistió en estabilizar el talud de la ladera poniente del arroyo Tlaxomoti, debido a que desde 1991 habían ocurrido deslizamientos en la masa de suelo generando grandes grietas de hasta 500 m de longitud en algunos sitios, provocando la destrucción de casas y como consecuencia poniendo en peligro la seguridad de sus habitantes.

El deslizamiento general del talud se manifestó por un patrón de agrietamientos progresivos desde el pie hasta la corona del mismo. Este fenómeno geológico provocó el colapso de la parte nor – oriente del Ex – convento donde se ubicaban las letrinas y la destrucción total de las edificaciones que conformaban el barrio del Calvario (actualmente desalojado) el cual se localizaba en la superficie de mayor riesgo de la ladera inestable, Ver Fig. V.10.

Los trabajos geológicos y geotécnicos a cargo de la empresa especialista anteriormente mencionada se han desarrollado en tres etapas:

1ª. Etapa. En esta primera etapa se hizo un estudio geotécnico preliminar para evaluar el fenómeno que consistió en una visita técnica en donde se reconocieron las evidencias del daño y la realización de pozos a cielo abierto en las zonas críticas. En esta etapa se definió a priori el modelo de falla del talud el cual se describirá más adelante. Las recomendaciones emitidas en esta fase fueron de carácter emergente y consistieron en lo siguiente:

- 1.- Evacuar inmediatamente la población del barrio del Calvario.
- 2.- Evitar hasta donde fuera posible la infiltración de aguas pluviales a través de las fracturas abiertas, mediante el sellado de las mismas con mezclas de lodo fraguante.
- 3.- Cancelar los sistemas de drenaje municipal en la zona afectada.
- 4.- Corregir las pendientes de escurrimiento superficial hacia cunetas y lavaderos que sería preciso construir con descarga controlada hacia el arroyo.
- 5.- Controlar la erosión de la ribera poniente del arroyo mediante la construcción de un pedraplén.
- 6.- Recimentar la estructura dañada del Ex-Convento mediante la colocación de concreto ciclópeo.

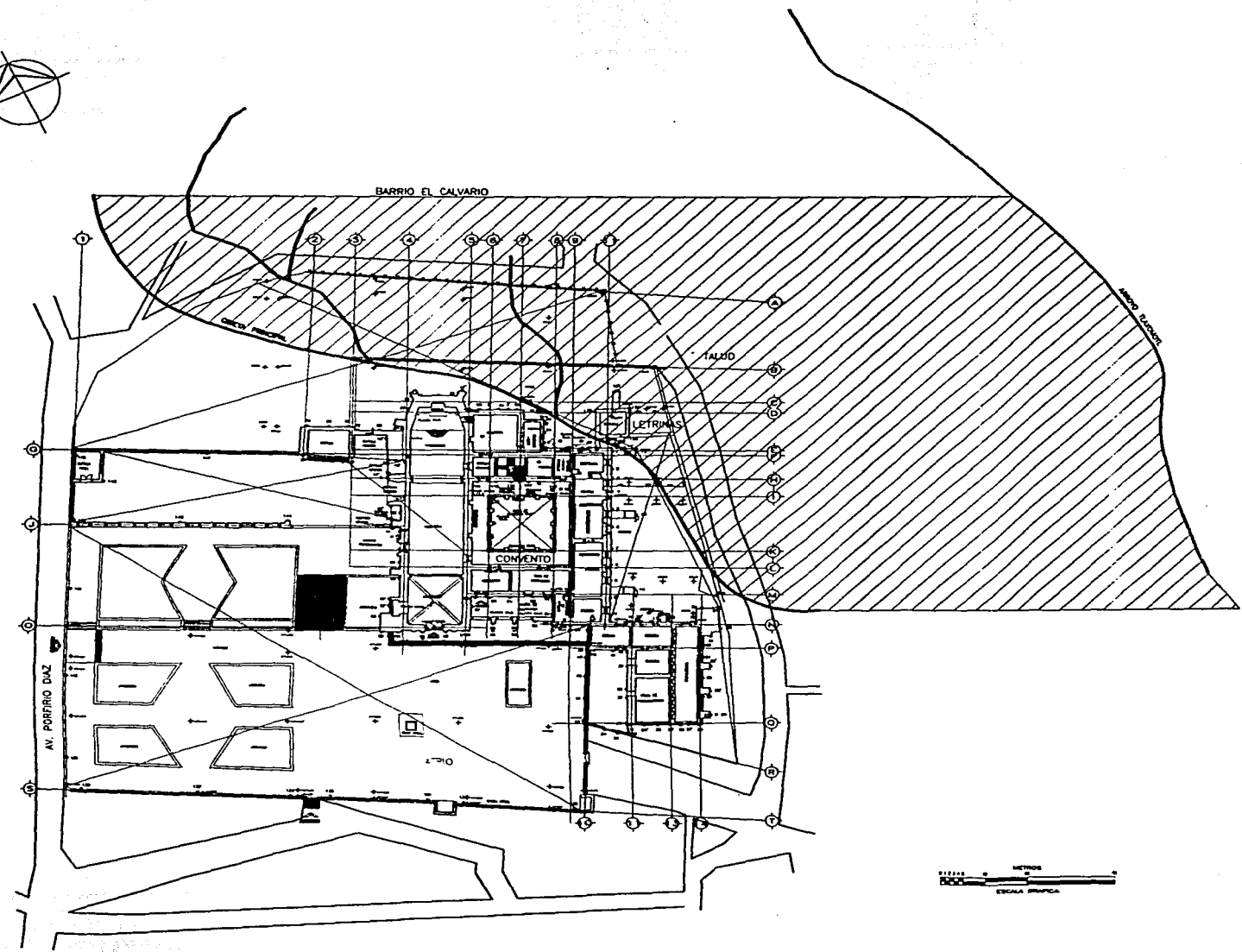


FIG.- V.10 LOCALIZACION EN PLANTA DE LA ZONA AFECTADA POR EL DESLIZAMIENTO DE LA LADERA.

7.- Aplicar rellenos de suelo-cemento en la zona perimetral de La Tercena y acordonamiento de la zona en riesgo de falla.

Del conjunto de recomendaciones antes mencionadas, cabe señalar que únicamente se llevó a cabo la primera, dado el peligro inminente de la población demoliendo en su totalidad las casas ahí construidas.

2ª. Etapa. En esta segunda etapa se efectuaron nuevamente estudios geológicos y geofísicos con mayor precisión para confirmar el modelo de falla propuesto en la primera fase, así como la campaña de exploración geotécnica definitiva y la implementación del sistema de instrumentación consistente en la instalación de instrumentos tales como: piezómetros, inclinómetros, medidores de juntas, referencias topográficas y plomadas. Dichos instrumentos fueron instalados en sitios representativos del fenómeno que han permitido conocer con bastante precisión el comportamiento mecánico de la ladera y del convento.

3ª. Etapa. A finales de 1993, la Secretaría de Desarrollo Social (SEDESOL) solicitó a la empresa especialista en geotecnia un estudio geológico y geotécnico complementario cuyo objetivo era atender exclusivamente la seguridad estructural del Ex-convento, mismo que se encuentra en la zona más crítica del cerro, además de emitir una solución al problema que como se verá más adelante consistió en la construcción de una pantalla de pilas de concreto coladas en sitio en la parte nor-este del convento.

Cabe mencionar que los desplazamientos sufridos en el talud y las grietas que delimitan las cuñas del suelo inestable no siguen en general una dirección única, sino más bien está asociada a la geología del sitio, es decir, corresponde a un estrato formado por un conglomerado que presenta flujo subterráneo que da origen a la alteración de la arcilla suprayacente, así como la lubricación del contacto entre ambos estratos.

Por otra parte, al pie de la ladera que coincide con la ribera del arroyo, se observa una erosión progresiva por el flujo de agua que influye en forma negativa en la estabilidad general, al modificar la geometría del talud y reducir su desarrollo.

El convento presenta además del efecto de deslizamiento general, un problema de asentamiento diferencial muy acotado a la estructura, debido a que ésta se halla parcialmente apoyada sobre rellenos heterogéneos lo cual se refleja en forma alarmante con la aparición de grandes grietas en los muros de la construcción. Además en el edificio de La Tercena también se manifiestan hundimientos diferenciales, a pesar de que sus cimientos corridos de mampostería están apoyados en un estrato de arcilla lacustre de capacidad de carga aceptable. Sin embargo este material se altera fácilmente al saturarse y los rellenos que confinan a los cimientos tienden a desplazarse provocando el agrietamiento de los muros de contención que los confinan, los cuales presentan condiciones críticas de seguridad.

De esta manera hemos descrito el problema geotécnico que se presenta en la zona norte del poblado de Metztlán y en seguida se presenta un resumen de los trabajos de instrumentación geotécnica que se efectuaron principalmente en la zona del convento puesto que en él se intensificó la medición de las deformaciones por estar en peligro de inestabilidad y por ser de interés particular, puesto que como se dijo al principio es un monumento histórico de suma importancia.

Interpretación geotécnica.

Desde el punto de vista geológico, la población de Metztlán se ubica sobre una superficie que presenta una familia de fallas escalonadas que se originaron hace millones de años, lo cual favorece el agrietamiento actual de los taludes.

Con la finalidad de determinar las causas que originaron las condiciones de inestabilidad de los cortes y taludes así como el comportamiento irregular de las edificaciones incluyendo los monumentos históricos, se efectuó un programa de exploración del subsuelo y pruebas de laboratorio a partir del cual se obtuvo la información necesaria para el análisis y discusión de los aspectos geotécnicos que gobiernan el fenómeno que a saber son:

- a) La arcilla lacustre de la Formación Atotonilco modifica sus propiedades mecánicas al saturarse, disminuyendo drásticamente su resistencia al esfuerzo cortante y aumentando su deformabilidad.
- b) Las fallas geológicas tales como las discontinuidades y discordancias entre las unidades litológicas favorecen el deslizamiento de la ladera.
- c) El arrastre fluvial del arroyo Tlaxomoti en época de lluvias provoca la erosión en la base del talud natural aumentando con ello la posibilidad de un corrimiento general.
- d) La infiltración a través de grietas de las aguas pluviales y de servicio saturan los materiales de cada estrato.
- e) La tala de árboles, construcción de letrinas y excavaciones de corte ó talud para nivelar terrenos en construcción favorecen el deslizamiento.

Mecanismo de falla del talud.

El mecanismo de falla que provoca el deslizamiento de la ladera obedece a la ocurrencia de un fenómeno denominado reptación ó "creep" cuyo análisis geotécnico se realizó empleando el método de las dovelas el cual se describió en el inciso I.3 del primer capítulo de este trabajo y que para el caso de Metztlán se explica de la siguiente manera:

Como se mencionó anteriormente el poblado de Metztlán se encuentra apoyado

sobre la Formación Atotonilco que a su vez sobreyace a la Formación Méndez. El mecanismo de falla que provoca el deslizamiento se presenta en el contacto de las dos formaciones anteriores, esto debido principalmente al flujo de agua que existe entre ellas (pluviales, servidas y de antiguos acuíferos). Esta infiltración origina que la arcilla lacustre se sature, se expanda y se plastifique, lo que ocasiona que su resistencia al esfuerzo cortante baje drásticamente. Lo anterior se combina con un problema geométrico, ya que el contacto entre las Formaciones Atotonilco y Méndez presenta una pendiente muy desfavorable (talud 1:3 aproximadamente) hacia el arroyo Tlaxomtl. Ver Fig. V. 11.

Sistema de instrumentación geotécnica.

Para conocer y evaluar el comportamiento mecánico que rige la estabilidad de la ladera oriente del Ex – convento Agustino de los Santos Reyes se programó, se instaló y se efectuaron las mediciones de los siguientes instrumentos:

- 1.- Pozos de observación
- 2.- Piezómetros tipo abierto
- 3.- Referencias topográficas
- 4.- Plomadas
- 5.- Inclínómetros
- 6.- Medidores de juntas en dos y tres direcciones

La distribución de los instrumentos antes mencionados se muestran en el plano de la Fig. V.12.

En seguida se presentan los resultados obtenidos a partir del sistema de instrumentación.

Referencias topográficas.

Se ejecutaron dos nivelaciones topográficas en noviembre y diciembre de 1999 abarcando una serie de referencias instaladas en la superestructura del Ex – convento y referencias superficiales de las secciones de control cuyo trazo atraviesa el atrio y se extiende hasta el pie de la ladera poniente del arroyo Tlaxomtl. Ver Fig. No. V.12. Es importante señalar que durante los trabajos de nivelación topográfica se tuvieron que reponer un grupo numeroso de referencias superficiales en la ladera debido a que durante la etapa crítica del deslizamiento varias de ellas se perdieron.

Las nivelaciones topográficas realizadas se ligaron a un Banco de Nivel Profundo (BNP) ubicado al nor-poniente del Ex-Convento fuera de la zona de influencia de deslizamiento con el objeto de mantener el marco de comparación considerado en los estudios geotécnicos y levantamientos preexistentes. Sin embargo tomando en cuenta que el fenómeno de deslizamiento general de la ladera y las condiciones geológicas estructurales de la región, pueden originar una movilización en cadena

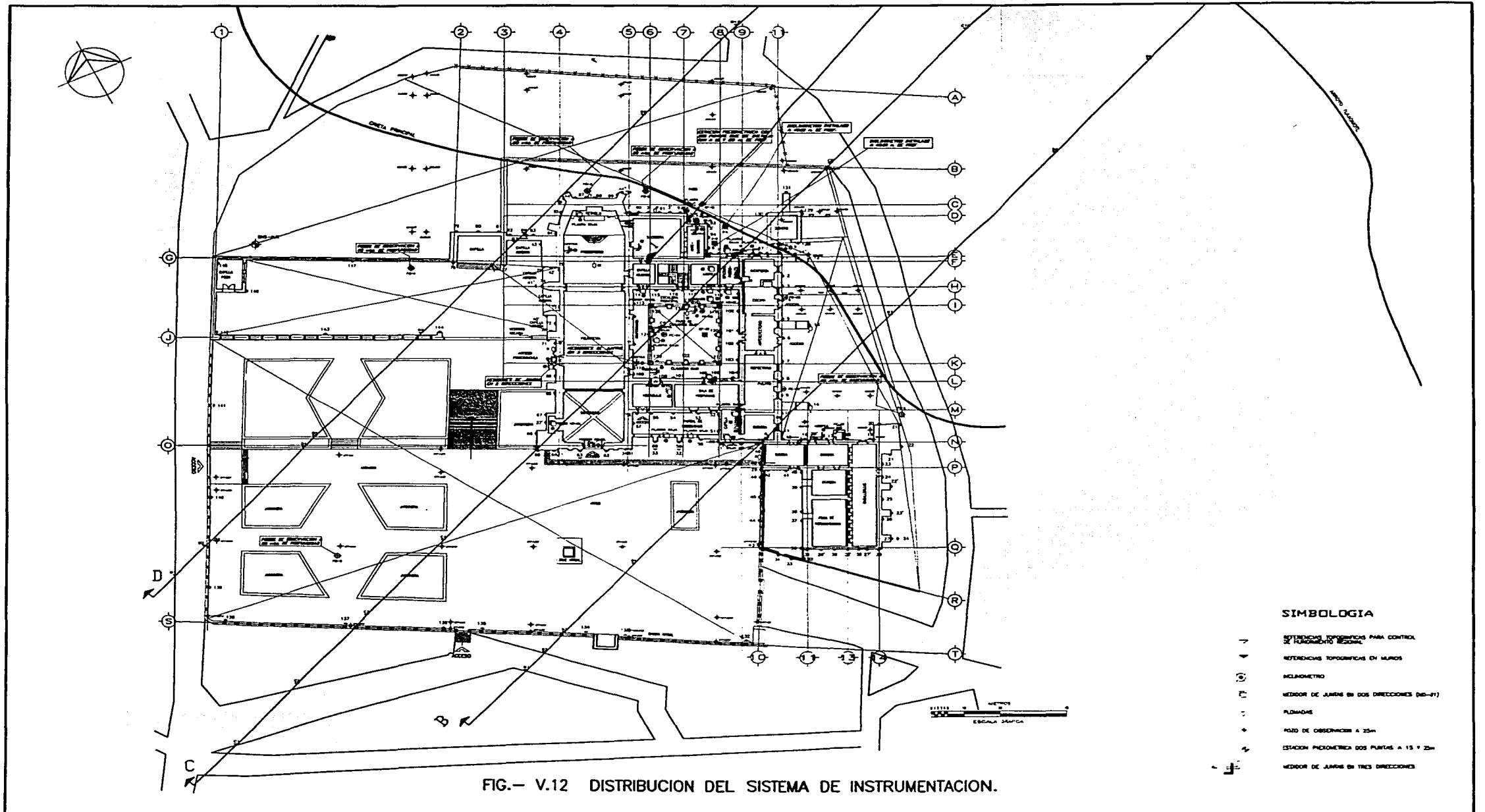


FIG.— V.12 DISTRIBUCION DEL SISTEMA DE INSTRUMENTACION.

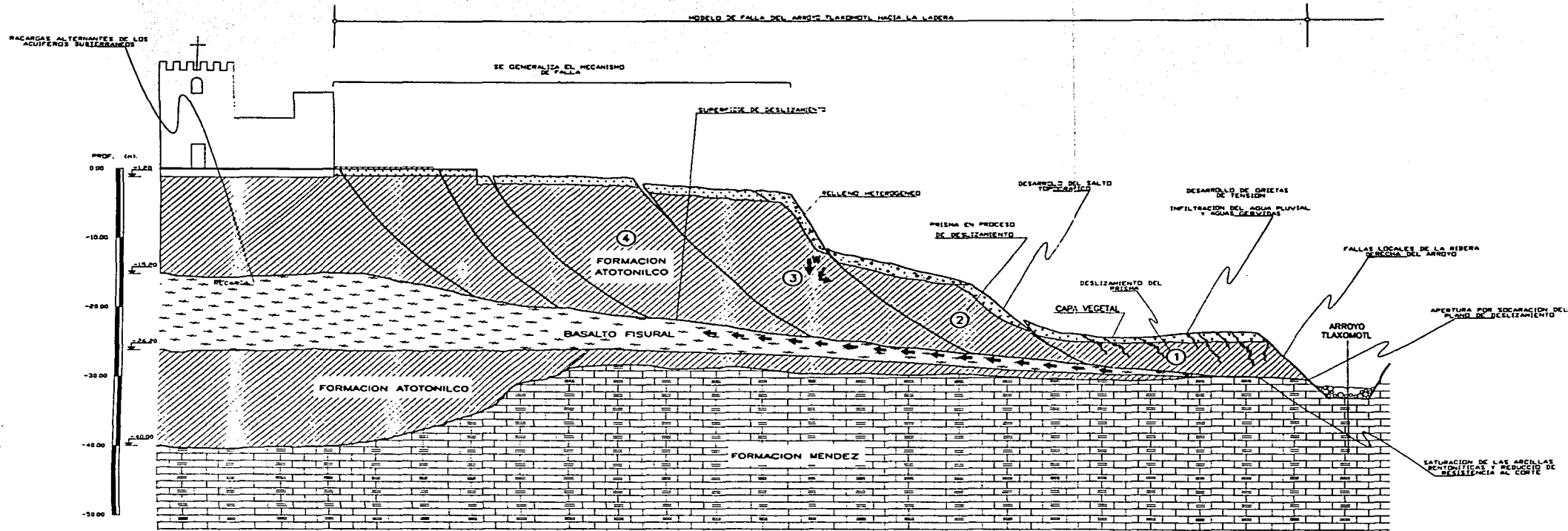


FIG. V.11.— MODELO GEOLOGICO DE DESLIZAMIENTO DE LA LADERA.

que se extienda aguas arriba, se decidió definir un Banco de Nivel Auxiliar (BNA) en la parte baja de la población en el entorno de la central camionera, lo que permitió además de definir si existen movimientos relativos entre las partes bajas y altas de la región.

Deformaciones verticales. Los resultados de las nivelaciones de precisión se procesaron en gabinete y a partir de ellos se construyeron perfiles de deformación vertical como los que se muestran en la Fig. V.13, los cuales han reportado una tendencia de movimientos diferenciales en las distintas secciones del sitio en estudio que se puede resumir como sigue:

SECCION	TENDENCIA DE DEFORMACION	HUNDIMIENTO MEDIDO (mm)	HUNDIMIENTO DIFERENCIAL (mm)	VELOCIDAD DE HUNDIMIENTO DIFERENCIAL (mm / mes)
		LADO		
B - B	SW a NE	SW=2 NE=16	14	3.5
C - C	SW a NE	SW=1 NE=18	17	4.25
D - D	SW a NE	SW=5 NE=18	13	3.25

Tabla V.1 Tendencias de deformación vertical en el periodo comprendido del 28 de febrero al 19 de junio de 1998.

En general podemos concluir que los movimientos verticales son casi nulos en la zona del atrio y mayor en la parte norte del recinto y en la ladera oriente, los cuales son del orden de hasta 18 mm, la mayor velocidad de hundimiento diferencial se presenta en la sección C-C reportando una magnitud de 4.25 mm / mes.

Desplomos.

Como parte de los trabajos de topografía también se midieron los desplomos en las aristas de las fachadas del monumento que históricamente han tenido una pérdida de verticalidad superior a 50 mm. Los resultados de las mediciones se muestran en la siguiente tabla:

EDIFICIO	ARISTA	LEC. INICIAL (mm)	LEC. FINAL (mm)	TENDENCIA DE
		24-FEB-98	29-DIC-99	DESPLOMO (mm)
		MAGNITUD Y DIRECCION	MAGNITUD Y DIRECCION	MAGNITUD Y DIRECCION
Nave principal	NW	65 NTE	69 NTE	4 SUR
	NE	72 NTE	60 NTE	12 SUR
		100 OTE	105 OTE	5 OTE
Despensa	NE	56 OTE	50 OTE	6 PTE
Refectorio	SW	93 OTE	90 OTE	3 PTE
Caballerizas	SE	115 OTE	118 OTE	3 OTE

Tabla V.2 Resultados de desplomos en el periodo comprendido del 24 de febrero al 28 de diciembre de 1998.

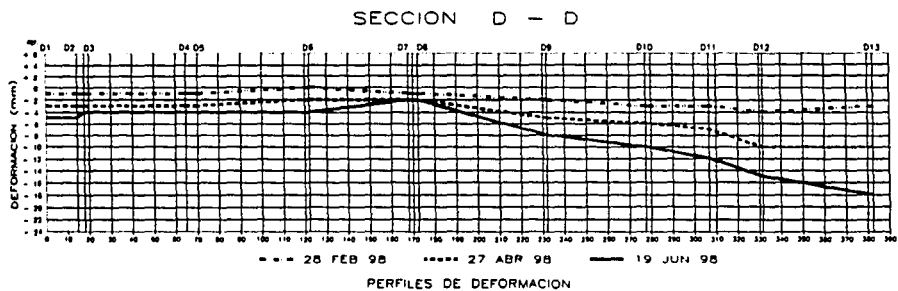
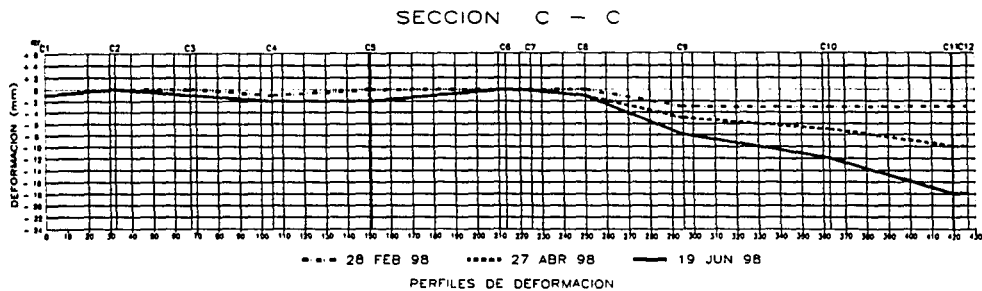
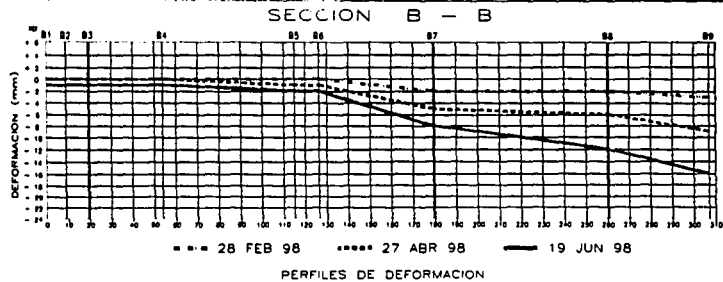


FIG. V.13 PERFILES DE DEFORMACION.

De la tabla anterior observamos que el desplomo máximo se registra en la nave principal en la arista nor-este con una magnitud de 12 mm en la dirección sur que coincide con la zona de mayor afectación en tanto que el menor desplomo se registra en la arista sur-oeste del refectorio y sur-este de las caballerizas con una magnitud de 3 mm en la dirección poniente y oriente respectivamente.

Inclinómetros.

En los inclinómetros instalados en la zona nor-oriente del Ex – convento (Fig. V.12) se advierten movimientos horizontales prácticamente en toda la profundidad de instalación de la tubería. La distribución y magnitud de los movimientos obtenidos a partir de las mediciones en los inclinómetros 1 y 2 instalados en el sitio una vez que se adoptó la solución definitiva para estabilizar la ladera y por consecuencia el convento se presentan a continuación:

El inclinómetro No.1 instalado en la zona inestable, reportó 35 mm de desplazamiento acumulado en la dirección del eje +A normal a la grieta principal y en la dirección del eje -B la deformación lateral acumulada también fue de 35 mm.

El inclinómetro No.2 situado dentro de la zona estable reportó 22 mm de desplazamiento lateral acumulado en la dirección del eje +A y en la dirección -B se registró 14 mm en el brocal.

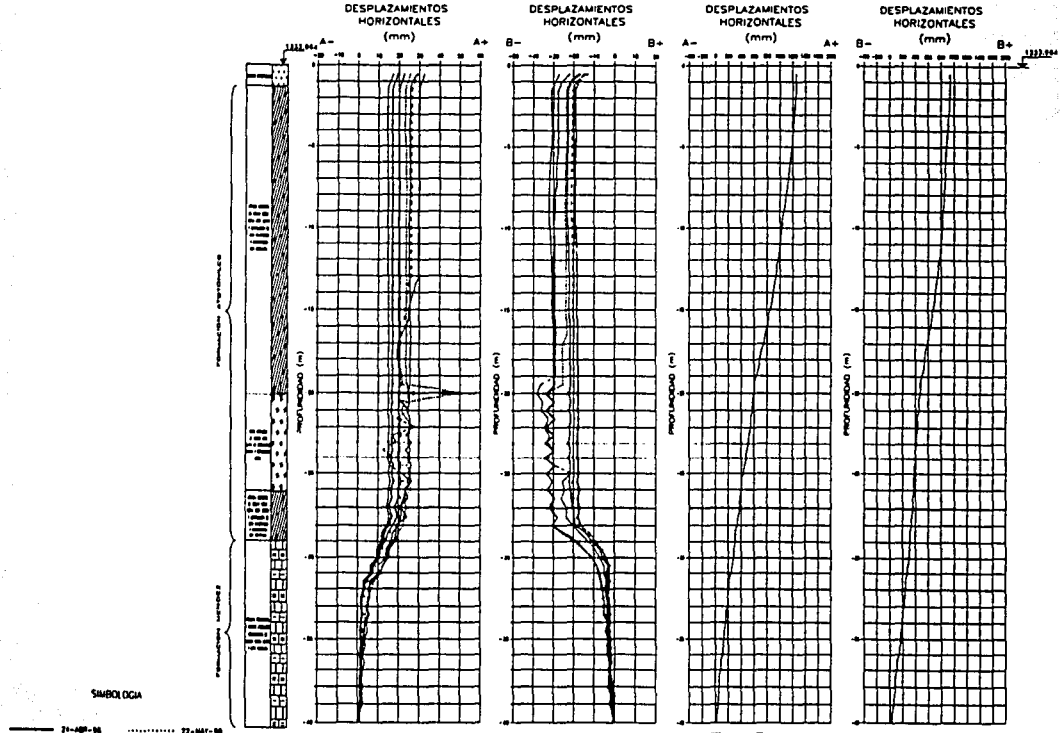
Se concluye que el desplazamiento horizontal acumulado es menor en la zona estable que en la inestable por lo que se considera que la solución técnica adoptada ha funcionado correctamente. Los perfiles de deformación de las lecturas de los inclinómetros 1 y 2 se muestran en la Fig. V.14.a y V.14.b.

Piezómetros y Pozos de Observación.

En general no se detectaron niveles freáticos en la mayoría de los pozos y estaciones piezométricas instaladas, a excepción del PO-04 situado en las ruinas de la parte nor-poniente del Ex – convento, donde se reportó un ascenso de la columna de agua de 6.6 m respecto a la lectura realizada en noviembre de 1998 y en el PZ-2A un ascenso de la columna de agua de 0.90 m medida a partir del nivel de desplante del instrumento. Estos niveles de agua se registraron después de las tormentas de lluvia extraordinarias que ocurrieron en septiembre y octubre de 1999.

Medidores de juntas.

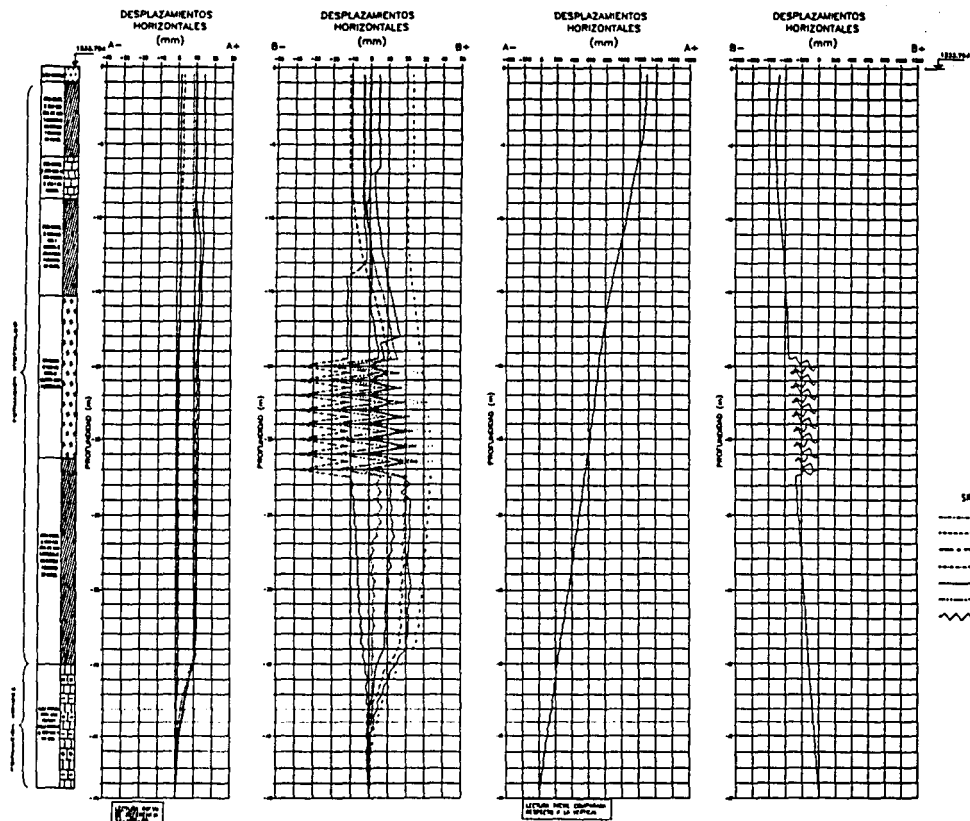
La actividad de las grietas en los elementos estructurales del Ex – convento registradas a partir de la instalación de medidores de junta tridimensionales se muestran en la tabla V.3 indicando la variación mediante la comparación de la lectura inicial realizada en abril de 1998 con la última lectura ejecutada en diciembre de 1999.



NOTA: SE HA
 N. 20/10/68
 10/10/68

LECTURA HORIZONTAL COMPENSADA
 RESPECTO A LA VERTICAL

V. 140 RESULTADO DE INCLINOMETRO 1



V. 14b RESULTADO DE INCLINOMETRO 2

EDIFICIO	INSTRUMENTO Y DIRECCIÓN	LEC. INICIAL (mm) 17-ABR-98	LEC. FINAL (mm) 28-DIC-99	INCREMENTO O DECREMENTO (mm)
NAVE PRINCIPAL (presbiterio y azotea)	MJTX1	20	21	1
	MJTY1	13	7	-4
	MJTZ1	18	1.8	0
BODEGAS (bodega, caballerizas y azotea)	MJTX2	17	18	1
	MJTY2	1	2	1
	MJTZ2	1	1	0
REFECTORIO (púlpito, bodega y azotea)	MJTX3	17	18	1
	MJTY3	9	10	1
	MJTZ3	18	18	0
CLAUSTRO (pórtico perimetral, norte en primer nivel)	MJTX4	2.4	2.4	0
	MJTY4	2	7	5
	MJTZ4	12	12	0
CLAUSTRO (pórtico perimetral sur y azotea)	MJTX5	21	29	8
	MJTY5	0	3	3
	MJTZ5	0.1	9	8
CLAUSTRO (pórtico perimetral pte. Y azotea)	MJTX6	5	5	0
	MJTY6	9	9	0
	MJTZ6	21	21	0
SACRISTÍA (azotea)	MJTX7	27	27	0
	MJTY7	14	14	0
	MJTZ7	16	16	0

Tabla V.3 Resultados de medidores de juntas tridimensionales.

La mayor actividad de las grietas se registró en el medidor de juntas 05, situado en la azotea del pórtico sur del claustro reportándose una abertura en los ejes x y z de 8 mm. La ubicación de los medidores de junta tridimensional se muestran en la Fig. V.12.

Plomadas.

Las plomadas fueron instaladas en los muros más cercanos a la zona de deslizamiento y en los muros más representativos del Ex - convento puesto que en esos sitios se magnificó la intensidad de los desplazamientos y por consecuencia ahí se registraron los mayores desplomos. Los resultados de desplomos en los edificios principales del convento se resumen en la tabla V.4.

EDIFICIO	PLOMA- DA	LEC. INICIAL(mm) 30-ABR-98 MAG. Y DIRECC.	LEC. FINAL(mm) 29-DIC-99 MAG. Y DIRECC.	TENDENCIA DESPLOMO (mm) MAG. Y DIRECC.
NAVE PRINCIPAL (sotocoro, fachada principal)	PLX1 PLY1	1 OTE 4 NTE	9 PTE 6 NTE	8 PTE 2 NTE
BODEGA	PLX2 PLY2	7 PTE 0	1 OTE 2 NTE	8 OTE 2 NTE
PULPITO (arcada)	PLX3 PLY3	0 0	3 PTE 14 NTE	3 PTE 14 NTE
ANTEREFECTORIO (arcada)	PLX4 PLY4	7 PTE 3 SUR	6 PTE 48 SUR	1 OTE 45 SUR
OFICINAS PARROQUIALES (fachada norte)	PLX6 PLY6	2 PTE 4 SUR	8 PTE 5 SUR	6 PTE 1 SUR
ANTESACRISTÍA (fachada norte)	PLX7 PLY7	5 PTE 0	9 PTE 1 SUR	4 PTE 1 SUR
SACRISTÍA (fachada norte)	PLX8 PLY8	6 OTE 4 NTE	6 OTE 5 NTE	0 1 NTE
NAVE PRINCIPAL (fachada norte, esquina NE)	PLX9 PLY9	7 PTE 7 SUR	2 PTE 20 SUR	5 OTE 13 SUR
NAVE PRINCIPAL (fachada norte)	PLX10 PLY10	4 PTE 4 NTE	2 PTE 1 SUR	2 OTE 5 SUR
NAVE PRINCIPAL (acceso)	PLX11 PLY11	4 PTE 2 NTE	0 6 NTE	4 OTE 4 NTE
NAVE PRINCIPAL (cúpula)	PLX12 PLY12	123 PTE 7 SUR	120 PTE 10 SUR	3 OTE 3 SUR
CLAUSTRO PRINCIPAL (patio, arcada norte)	PLX13 PLY13	3 OTE 7 SUR	4 OTE 7 SUR	1 OTE 0

Tabla V.4 Resultados de desplomos en el Ex - convento Agustino de los Santos Reyes.

Los resultados obtenidos en las lecturas de las plomadas no muestran una tendencia clara de comportamiento en todo el recinto religioso dado que los desplomos se presentan en diferente dirección y con magnitud variable.

Solución al problema de inestabilidad de la ladera poniente del arroyo Tlaxomoti.

Para dar solución al problema de deslizamiento en la ladera de Metztlán, las autoridades del estado de Hidalgo conjuntamente con la empresa Ingeniería Experimental S. A de C. V. acordaron implementar la solución que finalmente consistió en lo siguiente:

Confinar el subsuelo del lado nor-este del Ex – convento mediante la construcción de una pantalla de pilas de concreto armado y coladas en sitio con diámetros que varían entre 80 y 100 cm, colocadas a cada 5 m y empotradas 1m dentro del basalto fisural de color gris claro de estructura masiva y resistencia dura que aparece entre los 20 y 25 m de profundidad en la zona oriente del convento. Las pilas se colocaron en el perímetro nor-oriente del monumento para formar un tablestacado abierto en cuya parte superior se construyó una trabe cabezal de concreto armado. Lo anterior se complementó con la inyección de geles y lechadas de agua-cemento en las fisuras y grietas del manto rocoso que sirvió de apoyo de las pilas y la colocación de anclas de tensión del tipo ISCHBECK inclinadas 45° respecto a la horizontal y empotradas en el basalto fisural para evitar el cabeceo lateral de la pantalla confinante. La disposición de estas pilas se muestra en la Fig. V.15.

Conclusiones.

A partir de los resultados obtenidos en las diferentes etapas de estudios geológicos y geotécnicos y sobre todo considerando los resultados del sistema de instrumentación geotécnica el comportamiento del talud en cuestión se puede resumir de la siguiente manera:

Sobre la ladera poniente del arroyo Tlaxomoti.

- a) Durante las diferentes etapas de estudios para definir las causas de inestabilidad de la ladera poniente del arroyo Tlaxomoti se implementó un sistema de instrumentación que permitió conjuntamente con la interpretación geológica y geotécnica del sitio conocer el modelo cinemático de reptación de la ladera que se presentaba a nivel regional.
- b) Bajo estas circunstancias, en 1993 se instalaron en la ladera poniente del arroyo, cuatro inclinómetros para determinar el desplazamiento relativo de las formaciones geológicas donde se estaban produciendo las deformaciones laterales, así como el espesor de la masa de tierras en movimiento. En cada uno de los inclinómetros se registraron deformaciones horizontales del orden de 20 cm, sin embargo debido a los movimientos tan violentos que se presentaron en la ladera en el año de 1993, dos de ellos ubicados en la zona de mayor afectación quedaron inhabilitados.
- c) En el periodo comprendido entre diciembre de 1997 y julio de 1998, como parte de los trabajos de instrumentación y de mediciones topográficas que se realizaron de manera ex profesa para registrar y evaluar el comportamiento del Ex –Convento Agustino de los Santos Reyes se efectuaron nivelaciones topográficas de precisión de un grupo de referencias instaladas en la corona y cuerpo de la ladera, registrándose movimientos verticales de 18 mm que corresponden a una velocidad de 2.25 mm/mes.
- d) Después de la devastadora temporada de lluvias que se presentaron durante los meses de octubre y noviembre de 1999, se realizó inmediatamente la segunda

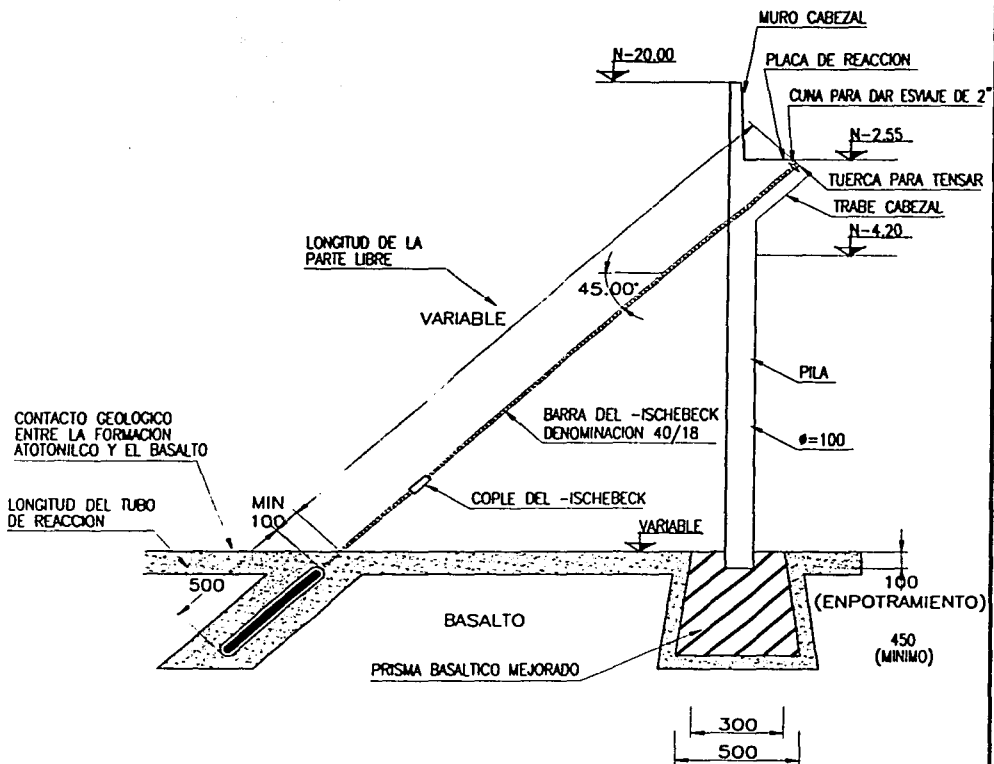


FIG. V.15 CORTE ESQUEMATICO DE LAS PILAS CONFINANTES.

SIN ESC
ACOT. EN CM

etapa de mediciones del sistema de instrumentación hasta el mes de diciembre del mismo año.

Dichos trabajos incluyeron mediciones topográficas de las referencias preexistentes, reportándose movimientos verticales sobre la corona de la ladera del orden de 30 mm con una velocidad promedio de 1.3 mm / mes en el periodo comprendido de diciembre de 1997 a diciembre de 1999, sin embargo hacia el pié de la ladera, donde se han destruido la mayoría de las referencias topográficas, se observaron indicios tales como desprendimientos, fuertes agrietamientos y desplazamientos verticales a partir de los cuales se puede inferir que en la parte baja de la ladera los movimientos verticales han sido del orden de decímetros en los últimos dos años. Lo anterior demostró que el fenómeno general de deslizamiento continuaba manifestándose hasta esa fecha posiblemente en la parte baja del talud se acentuó localmente durante la temporada de lluvias de octubre y noviembre de 1999.

Sobre el Ex – convento Agustino de los Santos Reyes.

A mediados de 1997, CONACULTA encomendó a Ingeniería Experimental S. A de C.V. la implementación de un sistema integral de instrumentación que permitiera definir el comportamiento del inmueble durante y después de la fase de construcción de la pantalla de pilas confinante para posteriormente evaluar la eficiencia de la misma y las condiciones de estabilidad del monumento.

A partir de los resultados obtenidos en esta etapa integral se pudo concluir lo siguiente:

- La eficiencia de la pantalla de pilas y del sistema de anclaje ha sido satisfactoria evitando deformaciones diferenciales excesivas en la estructura del inmueble.
- El Ex – convento Agustino después de la solución adoptada ha mantenido hasta la fecha condiciones adecuadas de estabilidad.
- Las obras de impermeabilización, captación y desalajo de aguas pluviales que se construyeron en los patios de la parte norte y oriente del atrio han funcionado adecuadamente al no registrarse recargas en los niveles de agua en la mayoría de los piezómetros y pozos de observación instalados.

Recomendaciones.

- a) Es necesario complementar el sistema de instrumentación y establecer un monitoreo periódico y sistemático en la ladera, que permita además reportar oportunamente, cualquier cambio en la tendencia de comportamiento del Ex – convento y sobre todo establecer un seguimiento más estrecho de la movilización de la ladera poniente fuera de la pantalla, que permitirá en un momento dado

efectuar medidas complementarias a la misma pantalla, para lograr mantener condiciones adecuadas de seguridad en la plataforma de desplante del convento.

- b) Es conveniente construir en la zona de mayor infiltración un sistema de drenaje compuesto por canaletas y drenes subterráneos que se conecten a la red hidráulica ya construida y que descarga al arroyo Tlaxomoti.
- c) No se deberá colocar materiales de desperdicio sobre la ladera poniente del arroyo debido a que representan una sobrecarga que puede influir de manera negativa en el comportamiento del talud y el monumento histórico.
- d) Revisar con el gobierno estatal la conveniencia de una obra para el entubamiento del río Tlaxomoti y la construcción de un prisma de atraque al pie de la ladera.

CONCLUSIONES.

- a) La diferencia que existe entre la teoría y la ocurrencia real de los fenómenos naturales es más compleja en el campo de la mecánica de suelos aplicada que en muchas otras áreas de la ingeniería civil, debido tanto a la complejidad del suelo por tratarse de un material heterogéneo y anisótropo, así como a la situación frecuente en la que el ingeniero ha de trabajar con información escasa y muchas veces poco aproximada de las propiedades y características físicas, químicas, hidráulicas y mecánicas de las formaciones naturales.
- b) Como consecuencia de lo anterior, resulta indispensable para el ingeniero geotecnista contar con herramientas que permitan determinar de manera directa ó indirecta los parámetros de resistencia, deformación, permeabilidad y otros aspectos que influyen en el comportamiento mecánico del suelo y de la roca. La instrumentación geotécnica es un valioso medio para lograr dicho objetivo y consiste en un conjunto de dispositivos mecánicos, eléctricos e hidráulicos principalmente que miden algún parámetro geotécnico específico.
- c) El desarrollo de los modelos de análisis de la mecánica del medio continuo conjugado con una eficiente práctica de instrumentación permiten simular con bastante aproximación los problemas de comportamiento mecánico de los depósitos naturales.
- d) El inicio de la instrumentación geotécnica de campo fue en la década de los años treinta y desde entonces ha evolucionado considerablemente contando actualmente con una diversidad de dispositivos medidores de esfuerzos y deformaciones, lo que ha permitido avanzar tecnológicamente en el área de la mecánica de suelos.
- e) En la práctica de la ingeniería civil mexicana, la instrumentación geotécnica también ha cobrado gran importancia a partir de la segunda mitad del siglo XX, sobre todo en la construcción de obras tales como: cortinas de presas, túneles, vías terrestres y edificaciones consideradas de importancia por su magnitud, función social o riqueza cultural, permitiendo con ello lograr obras más seguras, funcionales y económicas.
- f) Por otro lado la instrumentación geotécnica también ha servido para realizar trabajos de investigación en las universidades, contribuyendo con esto a mejorar los modelos teóricos existentes y su consecuente aplicación en la práctica.
- g) Se describieron las características, el procedimiento de instalación y el proceso de medición de los instrumentos geotécnicos de campo usados con más frecuencia en la práctica.

- h) Es necesario diseñar programas que controlen la ejecución de los trabajos de instrumentación geotécnica en cada una de sus etapas, que a saber son: diseño, instalación, operación y control.
- i) Un programa de instrumentación debe concebirse como parte fundamental del proyecto ejecutivo en una obra civil, ya que con la información que de él se obtenga, los especialistas estarán en posibilidad de interactuar con las decisiones que se tomen en las etapas de diseño y construcción de la misma obra, con la intención de verificar el cumplimiento de las condiciones establecidas en el diseño ó en su caso proponer cambios que beneficien su calidad.
- j) Un programa de instrumentación debe definir claramente sus alcances e inclusive debe comenzar a proporcionar resultados antes que cualquier otra actividad contemplada en un proyecto, con el fin de conocer las condiciones geotécnicas iniciales del suelo ó de la roca donde se desplantarán las estructuras, permitiendo incluso realizar ajustes al proyecto.
- k) Para el diseño de un sistema de instrumentación geotécnica es recomendable tomar en cuenta los veinte pasos que propone el algoritmo de J. Dunnicliff, los cuales se han descrito en este trabajo englobándolos en cuatro etapas: programación del sistema, instalación de los instrumentos, operación y control y finalmente la interpretación de los resultados.
- l) Un factor determinante para el éxito o fracaso de la aplicación de un sistema de instrumentación geotécnica empleado en una obra civil cualquiera, es el control de calidad que se haya llevado a cabo en cada una de las etapas del programa, por lo que resulta conveniente implementar un sistema de calidad que asegure el cumplimiento de los requisitos preestablecidos.
- m) Para asegurar la calidad en cada trabajo, se ha adoptado como medida de control el uso de manuales de procedimientos y listas de verificación que promueve el Sistema de Aseguramiento de Calidad ISO-9000 descrito en esta tesis, el cual brinda al geotecnista algunas bondades en los resultados de la instrumentación tales como: oportunidad, confiabilidad, precisión, toma de decisiones, reducción de costos, confianza del cliente, etc.
- n) Se presentan dos ejemplos de aplicación de la instrumentación geotécnica. El primero consiste en la instalación y seguimiento a través de mediciones de una serie de dispositivos durante y después de los trabajos de reestructuración de un monumento histórico ubicado en la ciudad de México (Ex-Hospital de Betlemitas) , cuya característica principal del subsuelo de apoyo, es que está constituido por

estratos de suelo deformables, siendo un problema frecuente el hundimiento diferencial producto de la extracción de agua de los mantos acuíferos, la sobrecarga en el entorno y los trabajos mismos de construcción en el inmueble. Debido a esto, se originaron grietas y deformaciones en sus elementos estructurales y gracias a la instalación y medición de algunos instrumentos geotécnicos se ha podido determinar las causas que definen el patrón de comportamiento del edificio. De los resultados obtenidos se han emitido recomendaciones técnicas a los responsables de obra con la finalidad de mejorar los procedimientos constructivos empleados e inclusive proponer acciones que ayuden al buen comportamiento estructural del inmueble.

- o) El segundo caso corresponde a la instrumentación de una ladera inestable en el poblado de Metztlán estado de Hidalgo, y de un monumento del siglo XVI construido sobre ella (Ex – Convento Agustino de los Santos Reyes), el cual ha presentado un mal comportamiento como consecuencia del corrimiento de la ladera. El problema se deriva de la existencia de una falla geológica que se refleja e intensifica en las capas superficiales por la erosión e infiltración del agua hacia un estrato de arcilla de alta plasticidad que en estado saturado baja drásticamente su resistencia al esfuerzo cortante favoreciendo con ello el deslizamiento general de la ladera natural. La instrumentación geotécnica permitió ratificar el modelo geológico de falla y establecer con precisión el mecanismo geotécnico de comportamiento tanto de la ladera como del monumento a fin de determinar la magnitud y dirección de los movimientos, lo cual permitió generar alternativas de solución al problema de deslizamiento y finalmente preservar en condiciones adecuadas de estabilidad el Ex – Convento.
- p) El ejercicio de la ingeniería civil en el diseño, construcción y mantenimiento de obras requiere la participación en equipo de todos los especialistas y la interacción entre el geotecnista e ingeniero instrumentista con constructores, geólogos y cliente es indispensable para cumplir adecuadamente con los objetivos del proyecto.
- q) Resulta necesaria la colaboración entre instituciones educativas, institutos de investigación en el área de geotecnia y empresas privadas para propiciar la innovación tecnológica en el campo de la instrumentación geotécnica.
- r) Queda pues de manifiesto la importancia de la aplicación de la instrumentación geotécnica como un adecuado sistema de evaluación del comportamiento mecánico de los depósitos naturales y como consecuencia de las obras civiles, por ello estamos seguros que esta forma de proceder de la geotecnia debe desarrollarse en México con el convencimiento de que su aplicación será una inversión que se reflejará en el incremento de la vida útil de las obras al mejorar su seguridad, funcionalidad y desde luego su economía.

BIBLIOGRAFÍA.**1. Dunicliff, John**

"Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance"
A Wiley - Interscience Publication, 1988.

2. Juárez Badillo, E. y Rico R.A.

"Fundamentos de Mecánica de Suelos"
Tomos I y II
México, D.F., 1972
Editorial Limusa.

3. Marsal, Raúl J. y Mazari, Marcos

"El Subsuelo de la Ciudad de México"
México, 1959. UNAM. Facultad de Ingeniería.

4. Sowers, G.B. y Sowers G.F.

"Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones"
México, 1972, Editorial Limusa.

5. Tamez Enrique, Santoyo Enrique, Mooser Federico y Gutierrez Carlos

"Manual de Diseño Geotécnico"
Vol. 1 y 2.
Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, D.D.F.
México, 1987.

6. Grupo APYCSA (Asesores en Productividad S.A.)

"Manual de Procedimientos de Calidad"
México, 1998.

7. Rico, R. Alfonso

"Mecánica de Suelos aplicada a las Vías Terrestres"
Tomo II
México D.F.,
Editorial Limusa

8. Vargas, Villanueva R.

"Análisis Geotécnico para la excavación de la estación Pantitlán del Metro Ligero"
Tesis. Facultad de Ingeniería. UNAM.
México, 1994.

9. Alarcón, P. Saúl.

"Estudio Geológico efectuado para determinar las causas que provocan la inestabilidad de las laderas del cerro donde se asienta la población de Metztlán, Edo. de Hidalgo"
Tesis. Facultad de Ingeniería, UNAM.
México, 1998.