



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN**

**"CONCEPTOS BÁSICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN  
EN GEOTECNIA"**

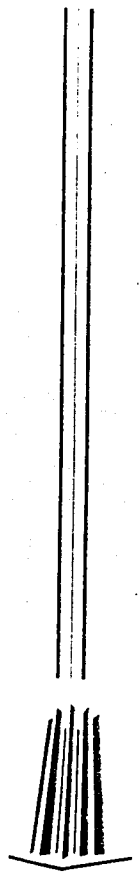
**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
**JUAN CARLOS MARTÍNEZ ROJAS**

ASESOR:  
ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

MÉXICO

2002

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**





Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

# PAGINACION DISCONTINUA



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCIÓN**

**JUAN CARLOS MARTÍNEZ ROJAS  
PRESENTE.**


En contestación a la solicitud de fecha 5 de octubre del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA pueda dirigirse al trabajo de tesis denominado "CONCEPTOS BÁSICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN EN GEOTECNIA", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 11 de octubre del 2004  
LA DIRECTORA

  
ARQ. LILIA TURCOTT GONZALEZ



- 
- C p Secretaría Académica.
  - C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
  - C p Asesor de Tesis.

LTG/AIR/IIa.

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



ACADEMIA DE INGENIERIA CIVIL  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGÓN  
SECRETARÍA ACADÉMICA

Ing. MARÍA DE LOS ÁNGELES SÁNCHEZ CAMPOS  
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil  
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 14 de enero del año en curso, por la que se comunica que el alumno JUAN CARLOS MARTÍNEZ ROJAS, de la carrera de Ingeniería Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "CONCEPTOS BÁSICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN EN GEOTECNIA", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

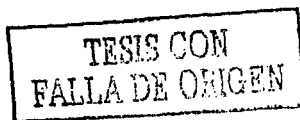
Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 14 de enero del 2002  
EL SECRETARIO

Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

C p Asesor de Tesis.  
C p Interesado.

AIR/RCC/vr



ESTE TRABAJO ESTÁ DEDICADO A LAS DOS  
PERSONAS QUE ME DIERON EL SER:

A MIS PADRES.

POMPEYO MARTÍNEZ GARCÍA.  
FRANCISCA ROJAS NAVARRETE.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## AGRADECIMIENTOS.

Sin lugar a dudas quisiera también agradecer a las siguientes personas ya que sin su apoyo este trabajo no hubiese sido posible.

A MIS HERMANAS Y HERMANOS.

AL ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA.

A LA ING. MA. DE LOS ÁNGELES SÁNCHEZ CAMPOS.

AL ING. ALEJANDRO RESÉNDIZ ROJAS.

A LA JEFATURA DE CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL DE LA ENEP ARAGON.

AL LIC. JOSÉ LUIS ROJAS NAVARRETE.

A CLAUDIA GARCÍA CHÁVEZ.

A GLORIA C. MORALES BARRIOS.

AL SR. JOSÉ T. MARTÍNEZ ARMENTA.

AL M.I. OSVALDO FLORES C.

AL DR. MIGUEL P. ROMO ORGANISTA.

A TODA MI FAMILIA

A TODAS LAS PERSONAS QUE DE ALGUNA FORMA HAN APORTADO Y SIGUEN  
CONTRIBUYENDO EN MI FORMACIÓN TANTO PERSONAL COMO ACADÉMICA.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**ÍNDICE.**

**INTRODUCCIÓN.** .....1.

**CAPÍTULO I. GENERALIDADES.** .....5.

*I.1. Pasado y presente de la instrumentación en geotecnia.* .....5.

*I.2 Definición de la instrumentación en geotecnia y su importancia.* .....7.

*I.3 Requerimientos básicos para una buena instrumentación.* .....9.

**CAPÍTULO II. PROPÓSITOS BÁSICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN.** .....11.

*II.1. Propósitos de las observaciones y mediciones.* .....11.

*II.2. Planeación de la instrumentación.* .....15.

*II.3. Colección, procesamiento, presentación, interpretación, reporte e implementación de datos.* .....20.

*II.4 Beneficios de la instrumentación.* .....35.

**CAPÍTULO III. EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.** .....41.

*III.1.1. Equipo para observar y medir la de presión de poro.* .....41.

*III.1.2 Piezómetros abiertos.* .....46.

*III.1.3. Piezómetros hidráulicos cerrados.* .....60.

*III.1.4. Piezómetros eléctricos.* .....66.

*III.1.5. Piezómetros neumáticos.* .....75.

*III.1.6. Elección del piezómetro.* .....83.

*III.2.1. Medición de empujes de suelo.* .....86.

*III.2.2 Celdas de presión embebidas.* .....86.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



---

*INDICE.*

---

<i>III.2.3. Celdas de presión de contacto.</i>	<i>93.</i>
<i>III.3.1. Medición de carga y deformación en miembros estructurales.</i>	<i>99.</i>
<i>III.3.2 Celdas de carga.</i>	<i>99.</i>
<i>III.3.3. Mediciones de deformación para elementos estructurales.</i>	<i>110.</i>
<i>III.4.1 Equipo para observar y medir los desplazamientos.</i>	<i>129.</i>
<i>III.4.2 Mediciones a través de levantamientos topográficos.</i>	<i>132.</i>
<i>III.4.3 Extensómetros.</i>	<i>141.</i>
<i>III.4.4 Medidores de deformación transversal.</i>	<i>160.</i>
<i>III.4.5. Medidores de nivel de líquidos.</i>	<i>175.</i>
<i>IV. EJEMPLOS DE LA APLICACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN.</i>	<i>185.</i>
<i>IV.1.1. Instrumentación de la torre ICA-REICHMANN.</i>	<i>185.</i>
<i>IV.1.2 Proyecto de instrumentación</i>	<i>187.</i>
<i>IV.2.1. Instrumentación de la estación Colegio Militar de la línea 2 del Metro.</i>	<i>196.</i>
<i>IV.3.1. Instrumentación del puente Impulsora.</i>	<i>208.</i>
<i>IV.3.2. Comportamiento de la cimentación antes, durante y después de los sismos de 1997.</i>	<i>214.</i>
<i>CONCLUSIONES.</i>	<i>217.</i>
<i>BIBLIOGRAFÍA.</i>	<i>222.</i>

## INTRODUCCIÓN.

### INSTRUMENTACIÓN EN GEOTECNIA?

La instrumentación de campo es un medio muy poderoso con que cuenta el ingeniero para poder plasmar a través de imágenes tanto los estados de esfuerzo en el suelo, como los desplazamientos que sufre a causa de las alteraciones que a este se le produzcan. Entre los usos más valiosos de la instrumentación están las correlaciones empíricas entre procedimientos constructivos y deformaciones o presiones, correlaciones que pueden ser usadas inmediatamente para mejorar los procedimientos así como para reducir los desplazamientos o presiones.

Sin duda la Geotecnia ha avanzado demasiado en las últimas décadas pero es innegable que precisamente en esta rama de la ingeniería civil es donde el ingeniero encuentra que las diferencias entre la teoría y la realidad son más complejas, esto debido a las complicaciones mismas del suelo como material de construcción, aún cuando es el más antiguo utilizado en la construcción, además de que el ingeniero muchas veces procede con niveles de información por debajo de los esperados, esto por razones de tiempo y dinero. Estas circunstancias son el resultado inevitable de trabajar con los materiales creados por la naturaleza aún antes de que el hombre apareciera.

Las observaciones de campo incluyendo las mediciones cuantitativas por la instrumentación de campo proveen al ingeniero relacionado con la geotecnia el significado con el que puede diseñar un proyecto seguro y eficiente aún cuando existen limitaciones inherentes, además de que el constructor puede entonces ejecutar un trabajo seguro y económico.

Por lo tanto la instrumentación de campo es vital en geotecnia en contraste con otras ramas de la ingeniería en las que se tiene gran control sobre los materiales con que se trabaja. Así mismo los ingenieros relacionados con la geotecnia a diferencia de sus compañeros de otras áreas deben tener más que un conocimiento somero de la instrumentación, para los geotecnistas no es sólo uno de los componentes de la investigación sino una más de las herramientas de trabajo.

Durante los últimos años, se ha venido desarrollando, la tendencia a observar el comportamiento de las obras, si dichas observaciones, se realizan de forma adecuada y además se tiene una buena interpretación de las mismas, no sólo le permitirán al ingeniero definir el comportamiento de la estructura y la evolución de sus condiciones de estabilidad y de servicio, sino que también le permitirán verificar toda la idea y tendencia de su proyecto, con lo que como se dijo anteriormente la instrumentación se convierte en un medio muy poderoso para verificar el cumplimiento de las concepciones teóricas en la realidad de las obras.

## INTRODUCCIÓN.

Siguiendo esta perspectiva la instrumentación es pues un método muy eficaz de investigación experimental capaz de abrir nuevos panoramas y además de contribuir al progreso de la Geotecnia, especialmente en Mecánica de Suelos.

Instrumentación por instrumentar no es el fin, por sí misma no puede garantizar un buen diseño, libre de problemas en la construcción. Los instrumentos equivocados en los lugares equivocados proporcionan información que en el mejor de los casos es confusa y en el peor de los casos generarán problemas. Del mismo modo demasiada instrumentación es inservible y puede decepcionar a quien paga las cuentas, mientras que poca instrumentación con el objetivo de ahorrar dinero más que ser una economía aparente puede llegar a ser peligrosa.

Cada instrumento instalado, debe ser seleccionado en un proyecto y ubicado en función de contestar una pregunta específica. De acuerdo con esta simple regla se puede alcanzar el éxito en la instrumentación, desafortunadamente es más fácil instalar los instrumentos, coleccionar las lecturas y entonces pensar si existen preguntas a las que los resultados puedan responder. La instrumentación se está situando actualmente como algo necesario, por lo que algunas agencias de diseño y muchos cuerpos reguladores utilizan resultados sean útiles o no, es una creencia ampliamente tomada que cada presa de tierra deba ser instrumentada en la expectativa de que algún desperfecto inesperado se revele por sí mismo en las observaciones y dé aviso de una falla, ya que sin duda, podemos decir que las técnicas que se vienen empleando en la instrumentación u observaciones de campo nacen de las estructuras como son las presas de tierra, debido a que los ingenieros dedicados a este campo de la ingeniería están más dispuestos a llevar a cabo la realización de esfuerzos importantes en la observación de modelos, al grado de que puede decirse que esta se ha hecho tradicional en las presas de mayor importancia.

Los instrumentos no pueden corregir diseños defectuosos, tampoco pueden indicar signos de deterioro o falla al menos cuando casualmente son del tipo y localización correctos. Las técnicas de observación de campo deberán dosificarse cuidadosamente en su utilización, no cayendo nunca en casos de interpretación difícil, por falta de información geotécnica general previa, ni en una excesiva multiplicación de lo que ha de observarse y medirse.

Como se dijo anteriormente, no sólo es la instrumentación por sí misma pero tampoco es sofisticación o automatización. Los dos requerimientos principales son la *sensibilidad* suficiente para proveer la información necesaria y la *confiabilidad* para asegurar que los datos obtenidos se obtengan cuando sean necesitados, además de ser confiables, generalmente los datos mas simples son los más confiables, sin embargo los instrumentos simples son algunas veces inapropiados, por lo cual algunos más complejos deben ser empleados, por ejemplo un tubo vertical abierto puede ser el aparato más simple para observar el nivel piezométrico, pero el punto en el cual la presión de poro necesita ser medida puede ser encontrada en un punto en el cual el acceso sea imposible, por lo cual un arreglo más sofisticado sea necesario, de igual forma los sistemas sofisticados no todos son

igualmente confiables y menos aún cuando un requerimiento mínimo pero esencial es pasado por alto durante la instalación a causa de una obviedad.

Los mejores manuales no pueden proveer para cada condición de una obra específica los requerimientos de la instalación que pueden afectar los resultados, además una atención fiel a las instrucciones del manual no pueden garantizar el éxito. El personal dedicado a instalar los equipos debe tener un conocimiento fundamental en geotecnia tanto como el conocimiento de las complejidades del aparato a instalar.

Debe tenerse presente que instrumentos altamente confiables no son necesariamente caros, pero un bajo costo de los aparatos es raramente una razón válida para su elección. Tampoco debe pasarse por alto que los instrumentos o equipo a emplear son discontinuidades, objetos no representativos, introducidos en el suelo o roca, cuya presencia variará las magnitudes de las observaciones que están dispuestas a medirse, magnitudes que pueden variar de lo significativo a lo insignificante, el grado de variación o alteración depende de la naturaleza del fenómeno a ser observado, del diseño del instrumento y de las operaciones requeridas para su instalación. También debe haber suficientes instrumentos, no sólo para admitir los inevitables resultados de pérdida debido al mal funcionamiento y daño por las actividades de construcción, sino también proporcionar una imagen llena de sentido en la dispersión de resultados propios en geotecnia, debidos a las variaciones geológicas y los procedimientos constructivos.

Por lo tanto el ingeniero inmiscuido en un programa de instrumentación de campo necesita comprender la física y mecánica fundamentales, relacionadas al programa, y cómo los varios instrumentos disponibles se ejecutarán bajo las condiciones a las cuales están sujetas. Además el ingeniero necesita saber si las correcciones pueden ser hechas por calibración o por cálculos teóricos o si bajo las circunstancias dadas, resultados no válidos son posibles..

El ingeniero debe tener el mejor conocimiento y juicio para sostener cada problema geotécnico que se presente y debe analizar la calidad de la información en la cual un diseño está basado. El ingeniero no sólo debe analizar la forma en que el diseño funcionará si la información es esencialmente correcta, sino como los defectos influyen en la ejecución del proyecto. Sólo entonces las características específicas de cada equipo podrán ser identificadas las cuales revelarán si el proyecto se está ejecutando de acuerdo a las suposiciones de diseño y si no en que forma la ejecución varía, entonces las preguntas pueden ser enmarcadas y las respuestas que corrijan los errores en las suposiciones originales pueden responder dichas preguntas así el ingeniero puede determinar entonces los lugares en los que los instrumentos deban ser instalados.

El uso de la instrumentación de campo requerirá entonces, un análisis minucioso en principios geotécnicos con una concepción detallada de las variaciones que puedan ser esperadas en los depósitos naturales o artificiales en los cuales las observaciones se tomarán la cual será una noción real de los procedimientos constructivos que serán seguidos así

## INTRODUCCIÓN.

---

como un conocimiento meticuloso de las cualidades y defectos de la instrumentación por sí misma y una apreciación de los problemas prácticos de instalación.

Esto también requiere una percepción clara de la forma en la cual el resultado de las observaciones será obtenido, registrado, digerido y usado en el proyecto particular para el cual el diseño es preparado.

Es sin duda el ingeniero encargado del proyecto de instrumentación quién tendrá todo el compromiso de obtener resultados satisfactorios en las observaciones llevadas a cabo con la instrumentación, es entonces a estos ingenieros a quien espero este trabajo pueda servir como una ayuda para poder tomar las decisiones que auxilien a obtener dichos resultados.

El presente trabajo se encuentra dividido en 4 capítulos, en el primer capítulo expongo las generalidades sobre la instrumentación, es decir se presenta un panorama general de la instrumentación, cuyo objetivo es responder una pregunta esencial: ¿Qué es la instrumentación?. En este capítulo se encontrará la evolución que se ha venido presentando en la instrumentación con el pasar del tiempo y cuáles son los requerimientos esenciales que se necesitan para poder llevar a cabo una buena instrumentación.

El capítulo dos tiene como objetivo definir que se obtiene con la instrumentación y cómo se debe interpretar la información obtenida, aquí se hablará de los propósitos de las observaciones y mediciones, de los beneficios que se tienen con la instrumentación y de cómo llevar a cabo la programación de la instrumentación y el registro de los datos.

El capítulo tres está dedicado completamente a describir el equipo o instrumentos que se emplean en la instrumentación, es a mi parecer una recopilación suficiente que servirá para conocer dichos equipos y determinar que tipo de observaciones y mediciones se lograrán con cada uno de los diferentes equipos. Así mismo se exponen los procesos de instalación que es recomendable seguir en algunos de los equipos mencionados. En un principio se pensó hacer un cuarto capítulo donde se tratara sólo la instalación de los equipos, pero finalmente se optó por fundir la descripción e instalación en un solo capítulo, esto para hacer más fácil su comprensión, por ello también este capítulo es el más extenso.

En el capítulo cuatro se vierte la información obtenida de tres obras que aún continúan en construcción o que si bien ya están operando, son recientes, observando desde luego lo relativo a la instrumentación, es en este capítulo donde puede apreciarse a manera de ejemplo, que es la instrumentación.

Al final de este trabajo se presenta un apartado en el cual vierto mis conclusiones, que son la interpretación de los resultados a los que llego siguiendo un criterio personal.

Espero naturalmente este trabajo de tesis sea de ayuda para aquellos a quien va dirigido, ya que de esa forma estaré logrando mi objetivo.

## CAPÍTULO I. GENERALIDADES.

### *1.1. Pasado y presente de la instrumentación en geotecnia.*

La concepción de la instrumentación como una herramienta empleada para auxiliar las observaciones de campo puede decirse que inicia en las décadas 1930's y 1940's, durante los primeros 50 años de su vida se puede observar una tendencia general, en la cual en sus primeros años los instrumentos mecánicos e hidráulicos simples predominaban y la mayoría de los proyectos de instrumentación eran delegados a ingenieros sagaces, los cuales tenían además de la motivación, un objetivo claro: hacer que los proyectos llegaran a tener éxito.

Éxitos y fracasos se producían por igual, pero la unión entre los aparatos y la gente que los operaba generalmente marchaba bien. Actualmente debido al avance que ha tenido la tecnología y el papel de la instrumentación en geotecnia se ha vuelto más seguro, aparatos más complejos con sensores eléctricos y neumáticos han aparecido. Algunos de estos aparatos han funcionado bien, al igual que otros no lo han hecho. Al mismo tiempo la tecnología ha atraído a mucha gente que ha contribuido en gran proporción a desarrollar a la ingeniería en geotecnia, desafortunadamente, de alguna forma se ha generado que un gran número de proyectos de instrumentación estén en las manos de gente con un objetivo y motivación incompletos lo que ha producido que si bien se ha continuado con éxitos y fallas, en gran medida las fallas ocurridas se deben a que la unión entre los instrumentos y la gente que los opera no ha funcionado como en los primeros años de vida de la instrumentación.

Actualmente las técnicas del diseño de instrumentos están lejos del ejercicio de la práctica y existen demasiadas fallas en los proyectos de instrumentación que se están ejecutando, esto es sin duda el resultado de problemas causados por los usuarios de los equipos, más que por problemas causados por una mala fabricación. Como usuario se cuenta con la fortuna de tener acceso a una gran gama de instrumentos en su mayoría buenos. Es entonces responsabilidad de los propios usuarios el desarrollar un nivel adecuado de comprensión de los instrumentos seleccionados, además de maximizar la calidad del propio trabajo si se piensa en tomar una ventaja completa de la tecnología en instrumentación. El más grande defecto en el ejercicio de la practica es la falla en la planeación del monitoreo en los proyectos y más aún cuando esta es de una forma sistemática y racional.

Los usuarios de la instrumentación en geotecnia frecuentemente tienen una concepción errónea de la dimensión de la industria fabricante de instrumentos para llevar a cabo el monitoreo, no es de hecho una gran industria, por el contrario es muy pequeña, esta confusión algunas veces dirige a los usuarios a expectativas irrazonables, ya que no se puede esperar que los fabricantes realicen grandes inversiones en investigación, desarrollo y pruebas de instrumentos especiales, a menos que el tamaño del mercado lo justifique

## GENERALIDADES.

además de que esto obviamente encarecería los gastos, también debemos de recordar que los fabricantes de instrumentos son generalmente empresas extranjeras.

Sin duda la confianza en los instrumentos será influenciada en gran medida por el grado en el cual las mediciones estén sujetas por las condiciones características de la zona en la cual los instrumentos son instalados, la mayoría de las mediciones de presión, esfuerzo, carga, deformación y temperatura están influenciados por condiciones dentro de una zona muy pequeña y por lo tanto ajustados a las condiciones locales. Estas medidas son generalmente medidas puntuales con relación a cualquier variación geológica u otras características y puede por lo tanto no representar condiciones a gran escala del fenómeno en estudio, cuando se presenta este caso un gran número de medidas puntuales debe ser requerida antes de que sean confiadamente registradas. Por otro lado muchos aparatos para medir las deformaciones responden a los movimientos dentro de una gran zona representativa, en este caso los datos provistos por un solo instrumento pueden por consiguiente ser de gran importancia ya que son generalmente las medidas de deformación las más confiables y menos ambiguas.

Se cree que no existe una razón para pensar que en el futuro el papel que juega la instrumentación vaya a ser de menor importancia, el diseño geotécnico y la construcción siempre estarán sujetos a incertidumbres y la instrumentación continuará siendo un artículo de suma importancia en la caja de herramientas de la geotecnia. Sin embargo una gran cantidad de tendencias pueden ser identificadas en el uso de la instrumentación, cada una de las cuales continuará en el futuro cambiando quizá el ejercicio de la práctica.

Existe por ejemplo una tendencia muy fuerte que incluso ya se está aplicando en la cual se emplean sistemas de adquisición de datos y procesamiento computarizado de datos así como procedimientos de presentación, desde luego estos sistemas y procedimientos conciben muchas ventajas y es sin duda una de las líneas que se están siguiendo con mucha fuerza, tanto en instrumentación de campo como en el laboratorio, de cualquier forma se debe permanecer alerta de sus limitaciones, ya que ningún sistema automatizado puede todavía reemplazar el criterio y perspectiva del ingeniero. Cuando se emplean los sistemas de adquisición de datos, existe realmente una posibilidad de que las observaciones visuales no sean hechas, de que otros factores influyan para que la información medida no sea registrada y de que la información por lo tanto no este disponible para relacionar los efectos medidos con sus posibles causas. Cuando el procedimiento computarizado de datos y la presentación de procedimientos sean usados existe una gran posibilidad de que el criterio ingenieril pase a segundo término y de que las correlaciones entre causas y efectos no se lleven a cabo. Se deben tomar todas las posibles ventajas de esta nueva y excitante tecnología, pero no se debe olvidar nunca que el criterio del ingeniero desempeña un papel dominante y de suma importancia en la practica de la ingeniería.

Otra tendencia es debida al incremento de los costos de mano de obra por instalación, en muchos países esto ha reducido terminantemente la disponibilidad de personal competente. Esta tendencia por supuesto motiva al uso de sistemas y

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## *CONCEPTOS BÁSICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN EN GEOTECNIA.*

---

procedimientos automatizados, más reduce también el número de personal disponible para poner en práctica el criterio del ingeniero.

También el uso de herramientas de diseño tales como elemento finito y técnicas de establecimiento de límites apuntan a una verificación de campo de ahí que la instrumentación en geotecnia esté probablemente por desempeñar un papel en aumento, dado que puede proveer una revisión en conjunto con estas avanzadas predicciones analíticas.

Existe también otra tendencia de desarrollar y mejorar los transductores o sensores y de incluir características propias de los sistemas en los cuales se genere una repetición que facilite la operación y que además provea de unidades con salidas de resultados directas, además de que se equipé de sistemas que supervisen si la calibración es o no requerida.

Otra tendencia hacia el uso de nuevos métodos o procesos constructivos, como ejemplos de estas innovaciones están el reforzamiento del suelo en soportes laterales y mejoramiento de suelos, estas innovaciones frecuentemente requieren de verificación de campo antes de que sean ampliamente aceptadas y en esto la instrumentación en geotecnia siempre jugará un papel importante.

Una última tendencia que se considera generalmente mala es la de la adquisición de instrumentos y la atribución de servicios de instrumentación de campo, bajo la tesis de un bajo costo o una baja oferta. Si un proyecto de instrumentación se sujeta al costo por encima de la calidad de los instrumentos o de los honorarios (bajos) sobre la experiencia, dedicación y motivación del personal de instalación dicho proyecto está en gran riesgo de falla.

### ***1.2 Definición de la instrumentación en geotecnia y su importancia.***

Los instrumentos empleados en la instrumentación generalmente son usados para la ejecución del monitoreo, comúnmente a lo largo de la fase de construcción u operación del proyecto, e involucra la medición de los siguientes parámetros: presión de poro, esfuerzos totales, deformación, y carga o tensión en elementos estructurales.

Existen otros instrumentos empleados en geotecnia que son utilizados generalmente para la etapa de exploración y sondeo así como la determinación de propiedades del suelo o roca, como son la resistencia, compresibilidad y permeabilidad, normalmente durante la fase de diseño del proyecto, estos instrumentos no se tocarán en este trabajo.



## GENERALIDADES.

En las últimas décadas los fabricantes de equipo de instrumentación han venido desarrollando una gran variedad de valiosos y diversificados equipos para el monitoreo de ahí que existan personas que no encontrándose familiarizadas con la instrumentación consideran que obteniendo la información fundamental del proyecto y de los instrumentos necesitados, basta con sólo adquirir un instrumento de un estante e instalarlo. Aunque al principio parezca que se está teniendo magníficos resultados, se debe tener presente que una planeación es esencial para poder llegar a los resultados deseados.

La simple elección de los instrumentos no es en sí la instrumentación, esta es realidad un proceso que tendrá una metodología específica la cual empieza con el *establecimiento de los objetivos* que se han de perseguir y termina con la *aplicación de los resultados* que se obtengan con las observaciones y mediciones realizadas.

Los pasos que habrán de darse en dicho proceso deben verse cada uno como de fundamental importancia, ya que es a través de cada uno de estos que se podrá llegar al éxito o al fracaso del proyecto.

Las propiedades inherentes al suelo o roca son los factores que sin duda influyen en gran medida el trabajo del diseñador, por ejemplo el suelo de una construcción superficial sin lugar a dudas no estará sujeto a las mismas condiciones que el suelo que tenemos en una excavación profunda, los materiales con los que se trabaja en geotecnia, es decir el suelo o roca, sin lugar a dudas presenta características muy diferentes a los materiales con los que se trabaja en otras ramas de la ingeniería, generalmente se encuentra que el suelo en una sola obra presenta condiciones diferentes, ya que la mayoría de las veces el suelo es heterogéneo, por lo cual no hay valores numéricamente exactos para definir sus propiedades, ya que son materiales que no están creados por el hombre, de ahí su dificultad, por ejemplo se pueden hacer pruebas en laboratorio con muestras seleccionadas, pero se obtiene entonces una gama de valores posibles en los cuales las propiedades pueden situarse o acotarse, y de allí suponer un comportamiento generalizado, no es lo mismo por ejemplo con los materiales empleados en una construcción de una estructura de acero, allí los materiales son generalmente materiales homogéneos en los que para su construcción generalmente intervino el hombre y por lo tanto existen valores numéricamente exactos para llevar a cabo un diseño, diseño en el cual incluso, una instrumentación del comportamiento que puede ir sufriendo la estructura a medida de que se construye es innecesaria, ya que existen planos con determinadas especificaciones, las cuales se siguen al pie de la letra.

En contraste, en las obras relacionadas con la geotecnia, el diseño se basará en criterios, en la selección de valores que indiquen mayor representatividad de las propiedades, las cuales servirán como una ayuda importantísima para entender el comportamiento de suelos o roca, por lo tanto la instrumentación es de suma importancia ya que servirá para evaluar el comportamiento de dichos materiales, suelo o roca, a lo largo de todo el proceso constructivo, es por eso que la instrumentación es de suma importancia para las obras relacionadas con la geotecnia.

### **1.3 Requerimientos básicos para una buena instrumentación.**

Hasta ahora se ha hablado de que uno de los factores que influyen de gran manera en el buen éxito de la instrumentación es la unión o liga que debe existir entre los instrumentos y las personas que operen los instrumentos.

Son entonces requerimientos fundamentales las capacidades que debe tener la gente que ha de instalar y manejar los instrumentos así como de quién ha de interpretar los resultados que las observaciones de los instrumentos arrojen, entre estas capacidades podemos mencionar las siguientes:

- @ Paciencia
- @ Confiabilidad
- @ Perseverancia
- @ Nociones fundamentales de geotecnia.
- @ Habilidad para solucionar problemas relacionados con cuestiones mecánicas y eléctricas
- @ Ser observador y atento a los detalles.
- @ Contar con un alto grado de motivación.

A mi juicio el último punto es muy importante, ¿Cómo lograr que una persona se encuentre motivada en sus labores?. Creo que la respuesta puede ser contesta con otra pregunta: ¿Esta esa persona haciendo algo que le gusta?. Me parece que se debe canalizar la energía de cada persona, permitiéndoles mostrar sus habilidades en las actividades por realizar, siguiendo desde luego un orden, de esta forma el trabajo se realizará con mayor eficiencia.

En cuanto a las características que deben reunir los equipos, tenemos las siguientes:

- @ Confiabilidad.
- @ Simplicidad.
- @ Calidad.

La confiabilidad de un instrumento es primordial, ya que de los resultados que arrojen los instrumentos se llevarán a cabo las interpretaciones y análisis que sirven para la toma de decisiones de la continuidad de la obra o de las correcciones que deban ejecutarse

La simplicidad también es muy importante, y en general deben preferirse los instrumentos de máxima simplicidad, el orden de mayor a menor simplicidad podría ser el siguiente: ópticos, mecánicos, hidráulicos, neumáticos y por último eléctricos.

### *GENERALIDADES.*

---

Generalmente un bajo costo no debería ser una razón válida para elegir un instrumento, sólo al menos cuando una alta calidad pueda comprobarse, la compra de instrumentos en la base de un bajo costo podría hacer prevalecer un obstáculo para no llevar a cabo una buena instrumentación de campo.

Sin lugar a duda un completo beneficio puede llevarse a cabo en los programas de instrumentación si es que cada paso del proceso se realiza con una debida atención.

## CAPÍTULO II. PROPÓSITOS BÁSICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN.

### II.1. Propósitos de las observaciones y mediciones.

En geotecnia, las observaciones y mediciones, que se lleven a cabo tendrán dos propósitos fundamentales, estos serán:

- ⊗ Proveer la información, durante y después de la construcción, referente a los efectos que las operaciones de construcción originan en el subsuelo y las correspondientes acciones que los cambios producidos en el subsuelo ejercen sobre la estructura.
- ⊗ Eliminar en la medida de lo posible los defectos del proyecto durante la construcción.

Podemos apreciar entonces que la instrumentación ayudará en gran medida al proyecto de construcción como se dijo en el capítulo I a lo largo de todo proceso constructivo a ejecutarse con una mayor eficiencia, proveyéndolo de información que le será de fundamental importancia para tomar las decisiones para poder hacer correcciones en el proceso constructivo o verificar si la instrumentación se está comportando como se esperaba, cabe resaltar que esta información además tendrá una base científica más sólida por los conceptos teóricos que maneja la propia instrumentación.

Las observaciones y mediciones que se ejecutan con la instrumentación pueden clasificarse entonces de acuerdo a como va avanzando el proceso constructivo esto es:

- ⊗ Antes de la construcción.
- ⊗ Durante la construcción, y
- ⊗ Después de la construcción.

#### Dentro de las observaciones que se realizan antes de la construcción están las siguientes:

- ❖ Las que proporcionan los elementos que permiten garantizar la seguridad.

Por ejemplo en las excavaciones, se puede garantizar tanto la seguridad de las excavaciones, como de las construcciones vecinas a las excavaciones.

- ❖ Las que favorecen la toma de decisiones respecto a la clase, abundancia y resistencia de las herramientas auxiliares que se han de emplear en la construcción.

Se puede ayudar, por ejemplo a determinar el tipo de soportes temporales que se han de usar en los túneles.

- ❖ Las que fundamentan la toma de decisiones, con respecto a la elección, cambio o modificación de los procedimientos constructivos.

Sin duda las observaciones que se llevan a cabo antes de la construcción nos ayudarán a determinar la planeación del proyecto del proceso constructivo, es decir es la parte de toma de decisiones de los criterios que se han de emplear a lo largo de la obra

Dentro de las observaciones que se realizan durante la construcción están las siguientes:

- ❖ Las que sirven para definir parámetros y criterios para juzgar la interacción del suelo con la estructura, así como conocer su naturaleza.

Por ejemplo para cuantificar la presión del terreno y definir parámetros de deformabilidad en un túnel. O una vez conocidos dichos parámetros y o naturaleza del terreno, obtener bases para ajustar el diseño a la propia naturaleza de este o de igual forma al comportamiento observado en una excavación.

- ❖ Las que sirven para detectar peligro inminente.

Generalmente cuando se suscita un accidente, este no avisa, desafortunadamente los síntomas que se pueden estar presentando los cuales nos puedan dar la información para poder prevenirlo, pueden pasarse por alto incluso de los ingenieros más experimentados. La mayoría de los accidentes que se suscitan se deben a la subpresión hidrostática y a las fuerzas creadas por el escurrimiento del agua. Todas las previsiones respecto al desarrollo de estas fuerzas son más o menos inciertas y la experiencia ha ido demostrando que las condiciones de permeabilidad pueden cambiar con el tiempo durante meses o años después de terminada la construcción. Por ello siempre que exista la posibilidad de que la subpresión o las presiones de filtración, puedan ser las causantes de un accidente es deber de los ingenieros observar y controlar las condiciones hidráulicas hasta que estas se hayan estabilizado.

Otro ejemplo puede apreciarse en las roturas por deslizamiento de taludes y las roturas completas de la cimentación, las cuales van precedidas por deslizamientos, que aumentan a un ritmo creciente cuando se desarrollan simultáneamente con un incremento de tensiones, o que aumentan a un ritmo prácticamente constante cuando las tensiones también permanecen constantes, estos síntomas pueden ser detectados observando puntos de referencia bien elegidos en las zonas de movimiento potencial.

- ❖ Las que están destinadas a proveer información vital durante la construcción

Muchas veces la seguridad de algunas obras requiere el drenaje del suelo natural adyacente por medio de perforaciones, pozos o túneles. La información que se obtiene de las deformaciones de sondeo raramente resulta suficiente para servir como única base para disponer la distribución del drenaje. En consecuencia al principio sólo se instalan los dispositivos de drenaje más urgentes; el resto se construye después que las condiciones de

drenaje se tornan evidentes como resultado de las primeras observaciones de las presiones hidráulicas desarrolladas al principio.

Dado el gran avance que se ha venido produciendo en geotecnia, actualmente se puede predecir por lo menos el orden de magnitud de los asentamientos antes de comenzar la construcción, por lo que no debería producirse situaciones en las que se desarrollase un asentamiento excesivo de una estructura, de ser así, es decir si se tuviera duda respecto a la fuente de los asentamientos podría tomarse como una medida de corrección el explorar el subsuelo, por medio de ensayos y sondeos, más si los resultados todavía mostraran duda respecto a los resultados obtenidos, con ayuda de la instrumentación podrían establecerse puntos subterráneos de referencia, hasta que dicha fuente se volviera indudable.

Como puede verse, básicamente dados unos primeros resultados pueden predecirse comportamientos del suelo y de acuerdo a estos obtener los valores que nos ayuden a ejecutar acciones que nos permitan remediar los problemas que se presenten. Sin duda la instrumentación nos ayudará a lo largo del proceso constructivo, pero sobre todo durante la construcción es donde nos resultará más útil.

Dentro de las observaciones que se realizan después de la construcción están las siguientes:

- ❖ Las que sirven para comparar y comprobar predicciones teóricas con comportamiento real de las estructuras, o ajustar hipótesis del comportamiento real del terreno con futuros diseños.

En la mecánica de suelos, se tiene por dogma que ninguna teoría nueva debiera ser aceptada para su uso práctico sin antes haberse demostrado ampliamente por medio de observaciones en el terreno, las cuales prueben al menos resulta razonablemente exacta bajo una variedad de condiciones. De ahí que uno o dos conjuntos de observaciones no pueden aceptarse como evidencia conclusiva. Por lo tanto las observaciones para comprobar teorías deben encararse solamente en aquellas obras donde las condiciones del subsuelo son inusualmente claras, simples y completamente desconocidas, en los casos donde las condiciones anteriores se satisfacen, se tienen por justificadas hasta las investigaciones muy elaboradas como la presión del suelo en la base y en los costados de la estructura.

- ❖ Las que sirven para mejorar métodos de diseño y construcción.

Se ha dicho que sin duda el procedimiento constructivo es influenciado por las propiedades particulares de la zona, pero que sucede cuando las interpretaciones que se hagan, base de los resultados, se hacen sobre teorías que son inadecuadas o incluso erróneas, por ejemplo, en el apuntalamiento de los cortes del subterráneo de Berlín (Terzagui y Peck 1980), se proyectó durante varias décadas en la hipótesis basada en conceptos teóricos erróneos, de que la distribución de las presiones era hidrostática, en 1936 se descubrió recurriendo a mediciones en el terreno que la distribución real era aproximadamente

parabólica y sobre la base de este descubrimiento se dispuso un arreglo más adecuado de los puntales que forman parte del acodalamiento.

Veamos entonces que en los casos en los cuales los comportamientos teóricos esperados no se llevan a cabo es quizá debido a hipótesis técnicas erróneas, quizá en dichos casos se deba avanzar en el procedimiento constructivo procesando los resultados de observaciones adecuadas, utilizando procedimientos que en realidad no son sino el uso inteligente de tanteos llevados a la práctica con datos pertinentes.

- ❖ Las que sirven para acumular experiencia laboral.

La mayoría de las ciudades recopila en códigos de edificación la experiencia local relativa a las cimentaciones a través de tablas que contienen presiones admisibles y reglas para determinar las cargas de trabajo de los pilotes, debiera procurarse que las organizaciones delegacionales o municipales, acumularan datos respecto al comportamiento de casos de obras ejecutadas, a fin de evitar una aplicación errónea de estas tablas y reglas y aumentar además su utilidad. Estos historiales deben contener por ejemplo, el registro de los asentamientos asociados con las presiones admisibles adoptadas para diferentes tipos de cimentación situadas a diferentes profundidades, esto sin duda ayudaría a evitar que el comportamiento insatisfactorio de las cimentaciones siga produciéndose con una frecuencia no disminuida, aún cuando existen dichas especificaciones en las normas y códigos.

En la Ciudad de México dichas tablas y reglas pueden encontrarse en las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones del Reglamento de Construcciones del D. F.

- ❖ Las que sirven para producir evidencias durante juicios

Un escenario que no puede dejar de presentarse, aunque indeseable, es el de una posible disputa, frecuentemente los juicios se originan entre el comitente y el contratista debido a defectos en la estructura terminada, o bien entre comitente y un vecino respecto a los daños producidos en la estructura del segundo durante la construcción, de cualquier forma no puede más que esperarse una decisión justa y ecuánime si se conocen las causas y la naturaleza del contratiempo, por ejemplo si el contratista o el comitente pueden probar que se tomaron medidas desde que se presentaron los síntomas del problema y a lo largo de todo el progreso se había hecho algo por tratar de evitar los daños, se encontrará en una posición más aventajada que si se lo ha tomado por sorpresa, en este último caso no sólo se puede dañar su reputación profesional sino también su situación financiera.

## II.2. Planeación de la instrumentación.

Como se dijo en el capítulo I la instrumentación es un proceso, en este apartado se definirán las etapas que constituyen tal proceso.

Un esfuerzo de diseño en ingeniería comienza con una definición de un objetivo y procede a través de una serie lógica de pasos para la preparación de planes y especificaciones, no es la excepción en el programa de monitoreo de la instrumentación.

El personal que trabaje en un programa de instrumentación debe trabajar como un verdadero equipo de trabajo en cada una de las etapas del programa de instrumentación y cada una de estas fases debe completarse antes de comenzar con los trabajos.

Estas fases de forma muy detallista (Dunnicliff 1988) son las siguientes:

- Ⓢ Definir las condiciones del proyecto.
- Ⓢ Predecir los mecanismos que controlan el comportamiento.
- Ⓢ Definir las preguntas a contestar.
- Ⓢ Definir el propósito de la instrumentación.
- Ⓢ Seleccionar los parámetros a monitorear.
- Ⓢ Predecir las magnitudes de cambio.
- Ⓢ Establecer dispositivos para aplicar acciones correctivas.
- Ⓢ Asignación de tareas para las fases de diseño, construcción y operación.
- Ⓢ Selección de instrumentos.
- Ⓢ Selección de la futura localización de los instrumentos.
- Ⓢ Plan de registros o factores que pueden influir en las observaciones y mediciones.
- Ⓢ Establecimiento de procedimientos para asegurar la corrección de las lecturas.
- Ⓢ Listar los propósitos específicos de cada instrumento.
- Ⓢ Preparación de un presupuesto preliminar.
- Ⓢ Escribir las especificaciones para la adquisición de los instrumentos.
- Ⓢ Plan de instalación.
- Ⓢ Plan de calibración y mantenimiento.
- Ⓢ Plan de colección, procesamiento, presentación, interpretación, reporte e implementación de datos.
- Ⓢ Escribir arreglos contractuales para los servicios de instrumentación de campo.
- Ⓢ Actualización del presupuesto o presupuesto final.

### Definición de las condiciones del proyecto.

Debe incluirse en el proyecto como condiciones fundamentales el tipo de proyecto, así como exponer la estratigrafía del terreno y sus propiedades, condiciones de las aguas subterráneas, estatus de las construcciones vecinas y otras instalaciones, condiciones medioambientales y métodos de construcción planeados.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



## PROPÓSITOS BÁSICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN.

---

### Predicción de los mecanismos que controlan el comportamiento.

Previo al desarrollo del programa de instrumentación una o más hipótesis deben desarrollarse para definir los mecanismos que probablemente gobernarán el comportamiento del terreno.

### Definición de las preguntas a contestar.

Cada instrumento en un proyecto debe ser seleccionado y situado en auxilio a responder una pregunta específica, (si no hay tal pregunta no debería haber instrumentación). Antes de señalar métodos de medición por sí mismos una lista de preguntas deben hacerse, preguntas que probablemente surgirán en las fases de diseño, construcción y operación.

### Definición del propósito de la instrumentación.

La instrumentación no debe emplearse a menos que existan razones válidas de su uso.

### Selección de los parámetros a monitorear.

Los parámetros usualmente más importantes a medir son: la presión de poro, presión de agua en juntas, esfuerzos totales, deformación, carga y tensión en miembros estructurales y temperatura.

### Predicción de las magnitudes de cambio.

Las predicciones son necesarias, así que el alcance de los instrumentos requeridos y sensibilidades o exactitudes de los mismos deben seleccionarse.

Una estimación del valor máximo posible o el valor máximo de interés nos guía al alcance de un instrumento, una estimación del valor de interés mínimo nos lleva a seleccionar la sensibilidad o exactitud de un instrumento.

### Establecimiento de los dispositivos para aplicar acciones correctivas.

Inherente al uso de la instrumentación para propósitos de construcción está la necesidad para decidir en avance a solucionar un problema revelado por los resultados de las observaciones, si las observaciones deben demostrar que se necesitan acciones correctivas, tales acciones deben basarse en planes anticipados y apropiados.

Tales acciones correctivas pueden basarse en criterios sobre niveles de riesgo, dependiendo que tanto peligro genere cada nivel.

Asignación de tareas para las fases de diseño, construcción y operación.

Debe dársele una responsabilidad directa a cada uno de los equipos de trabajo a fin de producir exactitud en las diferentes etapas del programa de monitoreo

Selección de instrumentos.

Quando se seleccionan los instrumentos la característica más deseable o primordial es la confiabilidad, relacionado a esta debe coexistir una máxima simplicidad y en general los transductores o sensores deben colocarse en el siguiente orden de mayor a menor simplicidad y confiabilidad:

Equipos:

- ❖ Ópticos
- ❖ Mecánicos.
- ❖ Hidráulicos.
- ❖ Neumáticos, y finalmente
- ❖ Eléctricos.

El bajo costo de un instrumento no debe permitir, dominar su elección y el instrumento menos costoso, no es probablemente el resultado de un costo mínimo total, cuando se adquiere un instrumento debe contemplarse los costos de: adquisición, calibración, instalación, mantenimiento, monitoreo y procesamiento de datos arrojados.

Debe considerarse también el medio ambiente en el cual se instalen los instrumentos, ya que este es generalmente riguroso y desafortunadamente algunos instrumentos no son suficientemente bien diseñados para tales ambientes.

Otros objetivos que se deben tener bien claros al adquirir los instrumentos son las siguientes características: calibración sencilla, mínima transferencia con las actividades constructivas, dificultades mínimas para su instalación y acceso a tomar lecturas.

Selección de la futura localización de los instrumentos.

La selección de la futura localización de los instrumentos debe reflejar el comportamiento previsto y ser compatible con el método de análisis que se empleará, generalmente se utilizan análisis de elemento finito para identificar las localizaciones críticas y orientaciones preferibles de los instrumentos.

Un acercamiento práctico para seleccionar la localización de los instrumentos tiene tres etapas.

A. Identificar zonas de particular interés, tales como:

- Zonas estructuralmente frágiles.

- Zonas donde una alta presión de poro puede anticiparse.
- Zonas particulares apropiadas.

B. En caso de que las zonas de la etapa A no existan y los instrumentos puedan situarse en cualquier lugar debe hacerse una selección de zonas, normalmente zonas consideradas muestras representativas, tales muestras representativas son entonces consideradas como secciones instrumentadas primarias. Debe haber al menos dos de tales secciones.

C. Debido a que tales secciones primarias pueden ser incorrectas deben existir zonas secundarias que sirvan como índices de comparación del comportamiento del terreno.

Los instrumentos instalados en tales secciones primarias y secundarias deben instalarse tan simples como sea posible, como se ha dicho y se deben haber instalado en ambos casos de igual forma para que puedan llevarse a cabo las comparaciones.

Debe considerarse también la posible pérdida de instrumentos y por lo tanto tener en mente el replazamiento u otros lugares con instrumentos instalados para continuar las observaciones.

#### Plan de registros o factores que pueden influir en las observaciones y mediciones.

El uso de instrumentación normalmente involucra mediciones relacionadas con causas y por lo tanto registros completos y bitácoras o diarios deben incluir todos los factores que podrían causar cambios en los parámetros de medición

Los registros deben incluir condiciones geológicas y otras condiciones superficiales y factores medioambientales que puedan por sí mismos afectar el monitoreo por ejemplo: temperatura, lluvia, nieve, sol, sombra, etc. Deben incluirse también en los registros de instalación las condiciones en que se instalarán los instrumentos lo cual frecuentemente influye en las observaciones y mediciones.

#### Establecimiento de procedimientos para asegurar la corrección de las lecturas.

El personal que opere los instrumentos debe ser capaz de responder a la pregunta ¿Está funcionando correctamente el instrumento?.

Las respuestas pueden contestarse a través de observaciones visuales, duplicación de instrumentos empleados (comparaciones), evaluando la consistencia de los resultados arrojados o bien tomar un mayor número de lecturas.

Algunos instrumentos están provistos de características que permiten una revisión de su desempeño en el lugar de instalación, por ejemplo pueden hacerse pruebas de permeabilidad en piezómetros hidráulicos para examinar su buen funcionamiento.

Lista de los propósitos específicos de cada instrumento.

En esta etapa debe enlistarse y numerarse cada instrumento así como el propósito u objetivo que persigue, en caso de no encontrarse este último debe eliminarse tal instrumento.

Preparación de un presupuesto preliminar.

En esta etapa debe prepararse un presupuesto de todas las etapas anteriores del programa de monitoreo, aún cuando no se haya completado, así mismo debe asegurarse que existen fondos disponibles suficientes, para poder proseguir con el programa.

Escribir las especificaciones para la adquisición de los instrumentos.

Es preferible adquirir los instrumentos de fabricantes reconocidos ya que a estos puede exigírseles, especificaciones del equipo así como obtener una garantía del buen funcionamiento.

Plan de instalación.

Una planeación del procedimiento de instalación debe llevarse a cabo siguiendo un esquema de programa de obra, tal programa debe contener procedimientos ejemplificados paso a paso, auxiliándose del manual de instrucciones del fabricante y de las recomendaciones del ingeniero involucrado con las condiciones geotécnicas donde se instalará el instrumento.

Deben incluirse también listas detalladas de los materiales y herramientas que se utilizarán así como registros de instalación donde se documentarán factores que pueden influir en las observaciones y mediciones.

Plan de calibración y mantenimiento.

Se debe incluir también en el programa una planeación, del mantenimiento que se dará a los instrumentos así como especificaciones de las calibraciones que deben llevarse a cabo regularmente.

Plan de colección, procesamiento, presentación, interpretación, reporte e implementación de datos.

Procedimientos para la colección, procesamiento, presentación, interpretación, reporte e implementación de datos debe prepararse, los esfuerzos para llevar a cabo tales tareas no deben sobreestimarse, muchas acciones correctivas o sustanciales en el programa de monitoreo se basarán en tales tareas, estos procedimientos se abordan con mayor profundidad por considerarse de mayor importancia en el siguiente apartado.

Escribir arreglos contractuales para los servicios de campo.

Los servicios de campo incluyen: Instalación, calibración, mantenimiento, colección, procesamiento, presentación, interpretación, reporte e implementación de datos. Deben llevarse a cabo arreglos contractuales para cada uno de estos servicios y no sobreestimarse ya que bien pueden hacer fallar el programa de monitoreo.

Actualización del presupuesto o presupuesto final.

Por último se debe hacer un presupuesto final de todas las etapas del programa para verificar si el programa procede o no.

***II.3. Colección, procesamiento, presentación, interpretación, reporte e implementación de datos.***

Sin duda dentro de las etapas que se llevan a cabo, la referente a la colección, procesamiento, presentación, interpretación, reporte e implementación de datos es vital, esta a su vez tendrá una metodología, la cual se describe en este apartado junto con la relativa a la interpretación y análisis de los datos.

**COLECCIÓN DE DATOS.**

La responsabilidad de recolectar los datos de la instrumentación será determinada durante la fase de planeación y debiera estar preferiblemente bajo el control directo del propietario o de especialistas en instrumentación seleccionados por el propietario. El contratista de construcción será el responsable de los trabajos de soporte, trabajos tales como provisión de acceso a las localizaciones de la instrumentación y será algunas veces responsable de trabajos de supervisión óptica, asociada a la colección de datos.

Los datos son normalmente colectados por técnicos o pasantes de ingenieros, bajo la supervisión de ingenieros más experimentados.

El personal de colección de datos debe trabajar en equipo y la división de responsabilidades depende de sus capacidades individuales, sus capacidades y de los requerimientos del proyecto.

Tanto técnicos como pasantes deben ser alentados a tomar interés en la instrumentación y debe delegárseles tanta responsabilidad como puedan sostener, de manera que se genere en ellos un sentido de involucramiento y motivación, además de permitir que los ingenieros más experimentados se concentren en aspectos de mayor interés.

Actualmente con la gran expansión que han tenido las computadoras en cualquier ámbito laboral existen en lo que se refiere a instrumentación sistemas denominados sistemas automáticos de adquisición de datos (saad), cuyo nombre define muy bien sus funciones.

Hasta hace unos años casi todos los datos eran registrados manualmente. El advenimiento de los saad ha cambiado la práctica. Para bien o para mal los usuarios deben estar conscientes tanto de las limitaciones como de las ventajas teniendo siempre en cuenta que ningún sistema automático puede reemplazar el criterio del ingeniero, esto no debe tomarse como en contra de los saad, sino como una apelación por una estimación honesta de su conveniencia antes de su selección.

Los formatos donde ha de ser escrita la información de colección de los datos, automáticamente o no, debe definirse como si la información fuera a ser colectada manualmente por que cuando los datos son colectados automáticamente los objetivos son los mismos, cuando se planea usar los saad, los usuarios deben alentarse a estudiar tales formatos y asegurar que una necesidad esencial no ha sido olvidada.

#### PROCEDIMIENTO PARA ESCRIBIR LA COLECCIÓN DE DATOS.

El ingeniero responsable de la colección de datos debe basarse en la información provista en el manual de instrucciones del fabricante y sobre las condiciones del sitio específicas e incluirá los artículos en la lista siguiente:

- Ⓢ Necesidades y procesamientos para coordinar con otros grupos para acceso y otros trabajos de soporte.
- Ⓢ Trabajos paso a paso para montaje y estudio del equipo.
- Ⓢ Procedimiento paso a paso para tomar las lecturas con ilustraciones apropiadas, incluyendo una lista del equipo y herramientas requeridas durante la lectura y advertencias pertenecientes al personal y equipo (es frecuentemente aconsejable leer cada instrumento más de una vez y usar un juicio en la selección del valor más apropiado. El uso del mismo personal para coleccionar datos para todas las mediciones a lo largo de un proyecto particular es deseable. Intercambio de unidades de lecturas de salida deben ser evitados cuando sea posible, por que las lecturas son frecuentemente dependientes del transductor particular y la combinación de unidades de lecturas de salida.
- Ⓢ Procedimientos especiales para tomar lecturas iniciales.
- Ⓢ Ejemplos para leer frecuencia.
- Ⓢ Cualquier instrucción requerida para leer dos o más instrumentos al mismo tiempo, de tal forma que los datos puedan estar correlacionados sobre una base común de tiempo.
- Ⓢ Ejemplos sobre manejo de unidades de lecturas de salida.

## PROPÓSITOS BÁSICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN.

---

- Ⓢ Registro de datos de campo.
- Ⓢ Registro de muestras completas de datos de campo.
- Ⓢ Pautas para generar en el personal de colección de datos el cuestionamiento: ¿está funcionando correctamente el instrumento?.
- Ⓢ Procedimiento para comparar las últimas lecturas con las previas, de manera que cualquier cambio significativo pueda ser identificado inmediatamente (si los datos son registrados automáticamente, un paso de comparación debe ser programado en el sistema. Cuando el registro sea manual y se usen formatos de registro de campo, las lecturas primarias deben tomarse del campo, copiando los formatos previos o por medio de transcribir datos clave o una columna sobre los nuevos formatos. Originales de formatos previos no deben tomarse del campo. Cuando los formatos son registrados manualmente a un libro de campo, los datos previos están en el libro.
- Ⓢ Procedimientos para alertar al ingeniero a cargo cuando las magnitudes de los datos excedan valores críticos predeterminados y para aconsejar al propietario, el diseñador consultor o el contratista de cualquier condición que requiera su atención.
- Ⓢ Procedimientos para registrar todos los factores que puedan influir en datos medidos, incluyendo detalles de construcción y su progreso, geología y otras condiciones sub-superficiales y factores ambientales tales como temperatura, lluvia, nieve, sol y sombra.
- Ⓢ Procedimientos para hacer observaciones visuales de comportamiento para correlacionar con datos de instrumentación (Debe tomarse cuidado especial para seguir haciendo observaciones visuales durante los periodos cuando los instrumentos no son leídos frecuentemente, de manera que cualquier signo de comportamiento adverso sea identificado y un horario de lectura más intensivo sea reanudado).
- Ⓢ Procedimiento para inspeccionar daño, peligro de daño y deterioro o mal funcionamiento de instrumentos y para iniciar acciones preventivas, reparaciones o remplazamientos.
- Ⓢ Procedimiento para calibraciones durante la vida útil y para mantenimiento de unidades de lecturas de salida, terminales de campo y componentes embebidos.
- Ⓢ Procedimiento para comunicarse con el personal responsable del proceso, presentación e interpretación de datos.

### REGISTROS DE CAMPO.

Quando los datos se colectan manualmente, los registros de campo son requeridos. Las lecturas son registradas también en un libro de campo o en formatos de registro.

## CONCEPTOS BÁSICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN EN GEOTECNIA.

Los libros de campo contienen lecturas previas y por lo tanto facilitan comparaciones inmediatas. Son fáciles de manejar y mantener secos, más que los registros de campo, pero la pérdida de un libro de campo puede ser un asunto serio. Generalmente se prefiere a los formatos de registros de campo cuando se hacen específicos para cada proyecto e instrumento.

Los registros de campo incluirán:

- Ⓢ Nombre del proyecto.
- Ⓢ Tipo de instrumento.
- Ⓢ Espacios requeridos para:

- |                         |                               |
|-------------------------|-------------------------------|
| -Fecha.                 | -Correlaciones de datos.      |
| -Tiempo.                | -Observaciones visuales.      |
| -Número de instrumento. | -Estado del tiempo.           |
| -Lecturas.              | -Temperatura.                 |
| -Comentarios.           | -Actividades de construcción. |

El personal colector de datos es menos probable que escriba todos aquellos factores importantes cuando lo haga sobre una hoja en blanco de un libro de campo.

La necesidad de comparar lecturas inmediatamente con la primera tanda de lecturas es operada tomando una copia de lecturas previas en el campo o transcribiendo datos clave a una columna sobre los nuevos formatos. Papel especial disponible de proveedores de libros de campo resistentes a la intemperie, pueden ser usados para permitir escribir en lluvia. Uno o más formatos de registro serán usados para cada día con una posterior transcripción de datos a una hoja de cálculo para cada instrumento. Datos tal cual deben ser copiados y la copia y original almacenados en lugares seguros y separados para salvarlos contra pérdida.

La fig 2.1 muestra un formato de registro típico para un piezómetro neumático, asumiendo que una copia de datos previos serán tomados en campo se provee de espacio para 4 lecturas individuales, así una corrección de datos puede obtenerse de una base de repetibilidad y una lectura mejor evaluada será escrita.

La mejor lectura puede ser un promedio o un valor medio. El valor medio se toma eliminando los valores más altos y los más bajos hasta que solamente un solo valor central queda, este es el valor medio. Si permanecen 2 lecturas (como es el caso para varias lecturas) el promedio de estas dos es tomado como el valor medio. Se provee también de un espacio por la temperatura del aire, por que las unidades de salida neumáticas pueden ser sensibles a la temperatura y aquella puede ser útil. Si hay una causa predominante de cambio de la presión de poro, una columna quizá sea apropiada para registrar esas posible causas. Por





**CONCEPTOS BÁSICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN EN GEOTECNIA.**

La fig 2. 2 muestra un formato de registro típico para una prueba de extensómetro para el cual una colección de datos son requeridos preferible a un solo valor o dato, se necesita una hoja completa para una sola colección de lecturas de un solo instrumento.

En este ejemplo el punto de medición más profundo es siempre sobre roca. Si hay posibilidad de asentamiento en el punto de medición más profundo, un espacio será requerido en la hoja para elevaciones superiores, requiriendo una elevación supervisada del punto sobre la terminal del instrumento al cual las lecturas de supervisión se hacen. De nuevo se asume que una copia de datos previos será tomada del campo. Se debe proveer espacio para 3 lecturas individuales pero las terceras deben sólo tomarse si las dos primeras varían con respecto de la otra. La hoja será diseñada para el número más grande de puntos de medición de instrumento individual (para este caso ocho).

NOMBRE DEL PROYECTO.				
Formato de registro de campo de un <u>Extensómetro</u> .				
Fecha _____			Observador _____	
Tiempo de inicio _____			Extensómetro No. _____	
Tiempo de término _____			Cinta No. _____	
Unidad de lecturas de salida No. _____				
Punto de medición No.	Lectura de cinta (m)			Comentarios.
	Individual.		Promedio	
Comentarios adicionales: _____				
_____				
_____				
_____				
_____				

**Fig. 2.2. Formato de registro de campo de un Extensómetro.**

**TESIS CON  
FALTA DE ORIGEN**

## LECTURAS INICIALES.

La mayoría de los datos de la instrumentación están referidos a datos iniciales y los juicios de los ingenieros son usualmente basados sobre cambios más que en valores absolutos, por tanto tomar lecturas iniciales correctas es esencial.

Muchos instrumentos incluyendo instrumentos instalados en perforaciones y muchos tipos de calibradores de tensión (strain gages) toman algunos días para estabilizarse después de su instalación. Por lo tanto deben instalarse tan pronto sea posible antes de que sean afectados por las actividades de la construcción y las lecturas iniciales se tomen después de su estabilización.

Las siguientes pautas son dadas como un objetivo cuando se establezcan lecturas iniciales. Aquellas pueden seguirse con instrumentos que requieren de una sola lectura (piezómetros, medidores de deformación). Sin embargo para instrumentos que requieren de múltiples lecturas como un extensómetro de prueba o un inclinómetro este objetivo quizá sea demasiado demandante y debe ser suavizado por consideraciones de un nivel razonable de esfuerzo.

Típicamente un mínimo de dos lecturas serán tomadas inmediatamente después de la instalación como parte de la prueba de aceptación. Deben tomarse lecturas diarias hasta que estas se establezcan sólo entonces las lecturas iniciales formales deben hacerse. Valores iniciales deben ser basados en un mínimo de dos lecturas y la repetibilidad entre esas lecturas debe satisfacer la tolerancia esperada. Si la tolerancia es excedida el transductor o la unidad de datos de salida quizá falle, puede ser debido a errores de instalación o puede ser que la estabilización no se complete, por lo tanto pueden ocurrir cambios reales. La causa debe ser evaluada y remediada. Antes de iniciar las lecturas formales iniciales deben tomarse lecturas diarias por algunos días para asegurar que los datos son en realidad estables.

En suma el objetivo del proceso de lecturas iniciales contiene cuatro pasos esenciales, estos son:

- ⊙ Pruebas de aceptación (en la adquisición).
- ⊙ Lecturas diarias hasta estabilizar.
- ⊙ Lecturas iniciales formales.
- ⊙ Lecturas diarias para verificar estabilidad.

Las lecturas frecuentemente dependen de sus particulares transductores y/o la combinación de unidades de salida de datos, un intercambio de unidades de salida de datos debe por lo tanto rechazarse cuando sea posible. Cuando una unidad de salida sobrante ha sido adquirida, por uso, si la primer unidad funcionaba mal o cuando hay una posibilidad de intercambio de unidades, las lecturas iniciales deben ser tomadas con cada unidad. Cuando un intercambio ocurra y esto no ha sido hecho, deben tomarse lecturas iniciales formales con la unidad reemplazada y para la continuidad de datos debe asumirse que no ha habido cambio desde la previa lectura o dato confiable ha cambiado de acuerdo a una tendencia establecida.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## CONCEPTOS BÁSICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN EN GEOTECNIA.

Para rechazar la posibilidad de medidas en disputa de cambio, el contratista y representante del propietario deben en conjunto realizar lecturas iniciales y acordar sobre valores apropiados.

### FRECUENCIA EN LA COLECCIÓN DE DATOS.

La frecuencia en la colección de datos debe relacionarse a las actividades de construcción, a la intensidad en que las lecturas cambian y a los requerimientos de la interpretación de datos. Demasiadas lecturas sobrecargan la capacidad de procesamiento e interpretación, mientras que muy pocas pueden causar que eventos importantes sean perdidos y acciones preventivas se lleven a cabo. Un buen juicio a seleccionar una frecuencia apropiada es vital si estos extremos serán rechazados.

Cuando la construcción comienza y se acerca a instrumentos instalados, las lecturas deben tomarse frecuentemente, por ejemplo una vez a la semana, al día, a un cambio o aún, más frecuentemente en relación con las actividades de construcción (tal como antes y después de cada explosión, durante la conducción de pilas o durante la fijación o remoción de sobrecarga).

Es correcto incrementar la frecuencia de lecturas durante graves tormentas, así como cuando las actividades constructivas se desplazan lejos de instrumentos instalados o cese total y cuando las lecturas se han estabilizado y permanecido constantes, la frecuencia puede entonces disminuir.

### LAS NECESIDADES DE COLECCIÓN DE DATOS PUEDEN CAER EN DOS CATEGORÍAS.

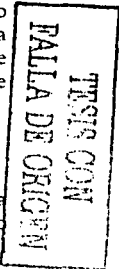
- ⊙ Dependientes de la construcción.
- ⊙ Dependientes del tiempo.

Un horario preliminar debe desarrollarse en la fase de planeación. Este horario preliminar o primario debe asumir una máxima frecuencia de lecturas y una vez que la construcción a comenzado y los procesos son conocidos, un horario más realista puede desarrollarse. El horario debe ser flexible y debe ser revisado frecuentemente, a la luz de tendencias observadas y comportamientos previstos.

### PROCESO Y PRESENTACIÓN DE DATOS.

El primer objetivo del proceso y presentación de datos es proveer de una rápida evaluación de estos para detectar cambios que requieren acción inmediata, el segundo objetivo es resumir y presentar los datos para mostrar las tendencias y comparar el comportamiento observado con el previsto para iniciar cualquier acción necesaria.

La responsabilidad para el proceso y presentación de resultados serán determinados durante la fase de planeación y deben estar preferiblemente bajo el control directo del



propietario o de especialistas seleccionados por el mismo. Los requerimientos del personal para estas tareas son frecuentemente sobrestimadas resultando en la acumulación de datos no procesados y fallas al tomar acciones apropiadas.

El tiempo requerido para el procesamiento de datos es generalmente similar al requerido para obtener los datos e incluso puede ser excedido.

#### PROCEDIMIENTO ESCRITO PARA PROCESO Y PRESENTACIÓN DE DATOS.

El ingeniero responsable del proceso y presentación de resultados guiare de acuerdo al procedimiento escrito, elaborado durante la fase de planeación. El procedimiento escrito detallado será basado sobre la información provista en el manual del fabricante y sobre condiciones específicas de sitio e incluirán las siguientes:

Ⓢ Lista de información que debe ser provista por.

- ❖ Personal colector de datos.
- ❖ Formatos de registro de campo.
- ❖ Información sobre correcciones de lecturas.
- ❖ Información sobre factores que pueden influir en datos medidos.
- ❖ Observaciones visuales del comportamiento.

Ⓢ Calibraciones de fábrica, resultados de pruebas de aceptación y procedimiento para actualización de datos de calibración de acuerdo con calibraciones hechas durante la vida de servicio.

Ⓢ Uso de procedimientos de procesamiento automático de datos.

Ⓢ Procesamiento de datos en pantalla.

Ⓢ Hoja de cálculo.

Ⓢ Procedimiento de cálculo paso a paso.

Ⓢ Ejemplos de cálculo.

Ⓢ Métodos para graficar datos.

Ⓢ Ejemplos de graficación.

Ⓢ Procedimientos para aconsejar al propietario, el consejero de diseño o el contratista de cualquier condición que requiera su atención.

Ⓢ Procedimiento para comunicación con el personal responsable de la interpretación de datos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## DATOS EN PANTALLA.

Los datos son usualmente presentados en pantalla o monitores de computadora en dos pasos previamente al cálculo de resultados y graficación.

El primer paso es hecho en campo con el personal colector de datos, cuando ellos examinan correcciones en las lecturas usando uno de los siguientes procedimientos:

- Ⓞ Observaciones visuales.
- Ⓞ Instrumentos duplicados.
- Ⓞ Sistemas de soporte o respaldo.
- Ⓞ Revisión de calibración regulares en el lugar.
- Ⓞ Consistencia entre dos o más parámetros medidos, y
- Ⓞ Repetición de datos.

Antes de este paso debe hacerse un análisis de los datos para detectar cambios que requieran una acción inmediata.

El segundo paso se hacen la oficina, por el personal de procesamiento de datos, subrayando cualquier error sobre los registros de campo, y revisando las evaluaciones de corrección de datos hechas antes en campo. Cuando se encuentran errores obvios, es necesario a veces repetir las lecturas. Algunas ocasiones resultados en pantalla adicionales son posibles evaluando gráficas de resultados tomados tal cual o tabulaciones diseñadas específicamente para tales resultados.

## CÁLCULOS.

Antes que los datos que aparecen falsos sean desaprovechados, las lecturas tomadas tal cual son transcritas de los formatos de registros de campo a las hojas de cálculo.

Usualmente esta tarea debe llevarse a cabo dentro de veinticuatro horas de colección de datos y debe ser seguida inmediatamente para actualización de gráficas de rutina de datos vs tiempo.

Hojas de cálculo deben hacerse para cada proyecto y tipo de instrumento para registrar nombre del proyecto, tipo y número de instrumento, fecha y tiempo de lecturas, iniciales de personas haciendo y revisando cálculos, lecturas transcritas de registros de campo, ecuaciones usadas para cálculo (incluyendo cualquier calibración o factores de corrección) y cualquier comentario. Numerando las columnas y usando estos números para definir cada paso de cálculo en la parte superior de cada columna puede ayudar.

La fig 2.3 muestra una hoja de cálculo para un piezómetro neumático. La elevación piezométrica inicial es incluida de tal forma que una comparación puede ser hecha con valores subsecuentes. Las primeras dos columnas son transcritas del formato de registro, la tercer columna es parte de un cambio de unidades de presión en la cabeza y puede incluir una



## GRÁFICAS.

Después que los cálculos se han hecho, gráficas deben prepararse. Algunos ingenieros intentan interpretar los datos contenidos en los formatos de registro pero es difícil para el ojo y cerebro humano llevar esto a cabo, lo contrario sucede si se llevan a cabo gráficas.

Existen varios tipos de gráficas para las distintas etapas del proceso de instrumentación, estas son:

- Ⓢ Gráficas para ayudar a los datos en pantalla.
- Ⓢ Gráficas de rutina de datos vs tiempo.
- Ⓢ Gráficas para ayudar con las previsiones.
- Ⓢ Gráficas para compara comportamiento observado con previsto
- Ⓢ Gráficas para comparar medidas y observaciones.
- Ⓢ Gráficas para examinar relaciones causa y efecto.
- Ⓢ Resumen de Gráficas

### Gráficas para ayudar a los datos en pantalla.

Cuando en algunas ocasiones la calidad de los datos puede mejorarse más allá de graficar datos originales o por generar tabulaciones computarizadas diseñadas específicamente para propósitos de presentar datos en pantalla y ejercitar el criterio del ingeniero, dos prerrequisitos son necesarios.

- ❖ Suficientes datos de entrada para uso del proceso de presentar los datos en pantalla y
- ❖ La existencia de una verdad conocida sobre trabajo del instrumento, para usar sobre una base cuando se evalúen los datos.

### Gráficas de rutina de datos vs tiempo.

Éstas dos útiles para evaluar la calidad de los resultados arrojados y mostrar sus tendencias y serán usadas como material base para interpretación de datos, los cuales serán actualizados cuando nuevos sean colectados.

### Gráficas para ayudar con las previsiones.

Frecuentemente las gráficas de rutina de datos vs tiempo son adecuadas para predecir tendencias futuras, por ejemplo cuando se monitorea un terraplén en suelo blando, gráficas de presión de poro vs tiempo pueden ser adecuadas para predecir el tiempo requerido para que ocurra una consolidación completa, algunas veces es necesario combinar gráficas de datos vs tiempo por otros factores como velocidad o aceleración vs tiempo, cuando las tendencias no pueden visualizarse claramente.



Gráficas para compara comportamiento observado con previsto

Cuando las comparaciones entre comportamiento observado y previsto son parte de los datos de interpretación, ambas generalmente deben graficarse contra tiempo y sobre los mismos ejes.

Gráficas para comparar medidas y observaciones.

Cuando se monitorean asentamientos y presión de poro en un suelo blando bajo un terraplén debe haber consistencia entre los dos tipos de datos y deben ser evaluados graficando ambos sobre los mismos ejes.

Gráficas para examinar relaciones causa y efecto.

La información causal incluye detalles de construcción y progresos geológicos y otras condiciones de la superficie, así como factores medioambientales, tales como temperatura, lluvia, nieve, etc. información causal mayor y observaciones visuales deben agregarse a las gráficas de datos vs tiempo, también para verificar la ocurrencia de eventos relevantes o datos causales a la misma escala de tiempo.

Resumen de Gráficas

Las gráficas descritas anteriormente pueden demostrar demasiada información para mostrar en un reporte y generalmente resúmenes de gráficas son requeridas para presentar datos a personas que no tienen tiempo o un conocimiento técnico para comprender o digerir todas las mediciones.

**INTERPRETACIÓN DE DATOS.**

Los programas de monitoreo han fallado por que los datos generados nunca fueron usados, si hay un sentido claro de propósito para monitoreo de un programa, el método de interpretación de datos será guiado por ese sentido de propósito. Sin un propósito no puede haber interpretación.

La ejecución de datos en pantalla en campo y oficina para examinar la corrección de lecturas y detectar cambios requiriendo acciones inmediatas. La esencia de los subsecuentes pasos de la interpretación de datos es correlacionar las lecturas del instrumento con otros factores (relaciones causa-efecto) y estudiar la desviación de las lecturas del comportamiento previsto. Por su propia naturaleza la interpretación de datos es una actividad intensiva de la gente y no existen técnicas desarrolladas para una interpretación automática de datos.

La responsabilidad de la interpretación de datos será determinada durante la fase de planeación y estará bajo el control directo del propietario, el consejero de diseño o especialistas seleccionados por el propietario. La interpretación es una tarea de ingenieros

experimentados, familiarizados con la planeación del programa de monitoreo, el proceso constructivo y obviamente los procesos de la instalación.

## PAUTAS GENERALES DE LA INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

Aún cuando existen detalles de la interpretación de resultados y dependen de factores específicos para cada instrumento es recomendable seguir las siguientes líneas o directrices.

### Trabajo preliminar

Un anteproyecto debe haber sido escrito durante la fase de diseño para la interpretación y este debe ser estudiado, así la interpretación estará sintonizada al propósito destinado del programa de interpretación.

### Programa. (Horario)

La interpretación no debe retrasarse hasta que una gran cantidad de datos se hayan colectado y procesado, para que las tareas de colección, procesamiento, e interpretación de datos deba influenciar la una a la otra. El proceso debe ser entonces iterativo.

### Interpretación y Reinterpretación.

La interpretación y reinterpretación es un proceso en curso. Interpretaciones iniciales serán tentativas, dependientes de la colección o datos más lejanos. La interpretación puede cambiar como una clara comprensión de comportamiento real se desarrolla. La exactitud de la ejecución de un instrumento individual frecuentemente requiere un estudio de datos sobre un periodo significante de tiempo.

### Selección de gráficas.

La selección de gráficas a emplear debe hacerse sobre una base de caso por caso, con el propósito del programa de instrumentación claramente en mente.

### Datos dudosos.

Cuando el ingeniero se enfrenta con datos que de primera impresión no parecen razonables, hay una tentación a rechazar tales datos como si fueran falsos. Sin embargo tales datos pueden ser reales y pueden de hecho cargar con un mensaje importante. Los detalles registrados en los formatos de registro ayudan frecuentemente por que las dificultades entregadas durante la instalación pueden causar datos anormales. Datos cuestionables pueden también ser evaluados revisando los estudios de corrección de datos hechos anteriormente, en campo la fase de colección de datos o en la oficina durante la fase de procesamiento de datos.

Comunicación.

Un canal de comunicación debe mantenerse abierto entre el personal de diseño y construcción para que las discusiones puedan establecerse entre ingenieros de diseño quienes hicieron las preguntas para establecer la instrumentación y los ingenieros de campo quienes proveen los datos arrojados por los instrumentos. Un esfuerzo especial frecuentemente será requerido para mantener el canal abierto ya que generalmente se tiende a evitar tal comunicación.

Reporte de conclusiones.

Después de cada grupo de resultados haya sido interpretado, las conclusiones deben reportarse en la forma de un reporte provisional de monitoreo y presentado al personal responsable de la implementación de datos, además un reporte final del programa de monitoreo es requerido frecuentemente y un documento técnico debe ser preparado.

Reportes provisionales de monitoreo.

Las conclusiones deben ser comunicadas a todos los equipos de trabajo involucrados con la implementación de datos. Esta comunicación debe ser verbal más debe ser confirmada en un reporte de monitoreo provisional. Reportar se hará en un horario que permita su implementación a tiempo e incluirá lo siguiente:

- ❖ Resumen de gráficas actualizado.
- ❖ Un breve comentario, con especial atención a todos los cambios que hayan ocurrido con los parámetros medidos desde el reporte de monitoreo previo junto con las causas probables.
- ❖ Acciones remediales recomendadas.

Puede ser también apropiado incluir copias de hojas de cálculo pero los reportes deben mantenerse tan simples como sea posible para rechazar retardos en la preparación y presentación.

Reporte final del programa de monitoreo.

Un reporte formal es frecuentemente preparado para aspectos claves de documentación del programa de monitoreo y para dar soporte a acciones remediales. El reporte también forma parte de un valioso banco de experiencia y debe ser distribuido al propietario y diseñador de manera tal que cualquier lección aprendida sea incorporada a diseños subsecuentes.

El reporte final debe contener al menos la información siguiente:

- ❖ Resumen del reporte.

- ❖ Introducción, incluyendo una breve descripción del proyecto y la razón para usar instrumentación.
- ❖ Cualquier información del diseño y construcción del proyecto relevante al programa de monitoreo.
- ❖ Resumen de la fase de planeación del programa de monitoreo.
- ❖ Descripción de los instrumentos y unidades de salida de datos.
- ❖ Planos que muestren la localización de los instrumentos así como sus números.
- ❖ Estratigrafías apropiadas del terreno.
- ❖ Calibración de instrumentos y procedimientos de mantenimiento.
- ❖ Procedimientos de instalación.
- ❖ Comportamiento observado, incluyendo resumen de gráficas y factores que influyan en los datos medidos.
- ❖ Procedimientos de colección, procesamiento, presentación e interpretación de datos.
- ❖ Análisis del comportamiento observado incluyendo comparaciones entre mediciones y predicciones, una discusión de cambios significativos y causas probables y comparaciones con información publicada.
- ❖ Conclusiones, discusión y recomendaciones, incluyendo un enunciado de cualquier acción remedial tomada.

Quando sea posible el reporte también debe incluir un análisis del programa de monitoreo el cual verificará:

- ❖ Funcionamiento de los instrumentos.
- ❖ Calibración e instalación, técnicas de los instrumentos.
- ❖ Adecuación a la colección de datos y procedimiento de procesamiento, presentación e interpretación de datos.
- ❖ Recomendaciones para especificar futuros programas de monitoreo.

Quando los instrumentos son usados para tomar medidas a largo plazo, el reporte final debe formar parte de un manual de operación y mantenimiento. Tal manual debe proveer también ejemplos para auxiliar al personal de operación y mantenimiento en tomar criterios satisfactorios basados en datos de medición.

#### ***II.4 Beneficios de la instrumentación.***

Ya en el apartado II. 1 al mostrar ejemplificaciones de los propósitos de la instrumentación, puede vislumbrarse los beneficios que se obtienen con las observaciones que se llevan a cabo con la instrumentación, más ahora se van a recalcar los beneficios que se pueden obtener, cuando se lleva a cabo la instrumentación.

Hemos visto entonces que la instrumentación es usada para proveer información que servirá de entrada para el diseño de una instalación o para el diseño de un tratamiento correctivo.

Podemos decir que en general los beneficios de la instrumentación Son poder tener:

- Ⓞ Seguridad.
- Ⓞ Minimizar los costos de construcción.
- Ⓞ Controlar el proceso constructivo.
- Ⓞ Proveer protección legal.
- Ⓞ Proveer datos para la medición de cantidades.
- Ⓞ Mejorar las relaciones públicas, y
- Ⓞ Avanzar en el estado del arte.

La instrumentación frecuentemente juega un papel importante en definir las condiciones de sitio durante la fase de diseño de un proyecto. Por ejemplo las presiones de agua subterránea y fluctuaciones frecuentemente deben ser determinadas para propósitos de diseño, requiriendo el uso de piezómetros. El conocimiento de esfuerzos in situ y las condiciones de deformabilidad es algunas veces requerido para permitir un diseño racional de un recubrimiento para túneles o como datos de entrada para la predicción de movimientos alrededor de una gran excavación. Las condiciones de los levantamientos realizados antes de la construcción son frecuentemente realizadas para definir elevaciones iniciales del terreno y la condición de cualquier estructura que pueda ser influenciada por una construcción futura.

Debido a las incertidumbres inherentes al diseño las especificaciones para la construcción en geotecnia pueden requerir que el contratista conduzca una o más pruebas que verifiquen la suficiencia del diseño, idealmente las pruebas son ejecutadas como parte del diseño de manera que las especificaciones de diseño pueden reflejar resultados de las pruebas, pero limitaciones de tiempo o restricciones estipuladas frecuentemente hacen esto imposible.

Una prueba siempre incluirá observaciones las cuales pueden incluir instrumentación. Por ejemplo las especificaciones para cimentaciones soportadas por pilotes usualmente llamadas por una o más pruebas de carga antes de la producción de la pila conducen, al uso de calibradores de deformación y celdas de carga. Cuando las condiciones del terreno difieren de experiencias pasadas todos los métodos de construcción son inciertos, el diseñador puede elegir entre un diseño ultra conservativo o un diseño económico basado en resultados de pruebas de escala completa. Hay muchos ejemplos en la ingeniería práctica de pruebas de escala-completa designadas a contestar preguntas específicas incluyendo pruebas en presas, pruebas en excavaciones, evaluación de la ejecución de tubos abiertos de drenaje y evaluación de la efectividad de recubrimientos de asfalto en la reducción de subarrastre de carga en la conducción de pilas.

Si se produce una situación de crisis, sus características deben ser definidas de manera que mediciones correctivas puedan ser planeadas y puestas en práctica. La instrumentación frecuentemente juega un papel fundamental en definir dichas características. Por ejemplo las

## CONCEPTOS BÁSICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN EN GEOTECNIA.

medidas de la posición del nivel de aguas freáticas y sus fluctuaciones, juntas con una profundidad del plano de falla, son necesarias para definir la naturaleza del deslizamiento de tierra.

Ligado al uso de la instrumentación para razones de construcción está la absoluta necesidad para decidir en avance a un significado positivo para resolver cualquier problema que pueda encontrarse, resultado de las observaciones. Si las observaciones deben demostrar que es necesaria una acción correctiva tal acción debe basarse en planos apropiados previamente anticipados.

### SEGURIDAD.

La seguridad es una consideración esencial en todos los proyectos de construcción, entonces los programas de instrumentación pueden proveer una vigilancia confiable y necesaria, a través de la indicación del comportamiento de la estructura, suelo, o construcción en sí con respecto a los propios límites y proveer una alerta de cualquier efecto adverso a la construcción, por ejemplo siempre hay una necesidad de monitorear el efecto de una construcción sobre estructuras adyacentes, tales como la medida de deformación dentro y alrededor de una excavación como medida para resguardar la seguridad de los soportes laterales.

### ECONOMÍA.

La construcción en el país como sabemos a estado rezagada, debido a los grandes problemas nacionales a los cuales nos hemos enfrentado, por lo tanto la cuestión relativa a los costos que la instrumentación derive son sumamente importantes, muchas veces pueden existir proyectos que son factibles técnicamente pero a veces no existe el dinero o no se puede encontrar un financiamiento para llevarlos a cabo.

Ralph B Peck ideó un método (Observational Method, Dunicliff J 1980) el cual se muestran unos puntos que consideró son de suma importancia en cualquier Programa de Instrumentación, el cual según el mismo Peck se pueden reducir los costos, a continuación se presentan dichos puntos:

- A) Exploración suficiente para establecer al menos la naturaleza general, muestras y propiedades de los suelos, pero no necesariamente en detalle.
- B) Valoración de las condiciones más probables y las desviaciones concebibles más desfavorables de dichas condiciones. De estas valoraciones, la geológica generalmente juega uno de los papeles más importantes.
- C) Establecimiento del diseño basado sobre una hipótesis en operación del comportamiento anticipado bajo las más probables condiciones.

- D) Selección de cantidades a ser observadas como ganancias de la construcción y cálculo de sus valores esperados sobre la base de una hipótesis en operación.
- E) Cálculo de los valores de las mismas cantidades bajo las condiciones más desfavorables compatibles con los datos disponibles relativos a las condiciones superficiales.
- F) Selección en adelante de un curso de acción o modificación del diseño, para cada desviación significativa previsible de los resultados observados y de aquellos previstos en la base de la hipótesis operante.
- G) Medición de cantidades a ser observadas y evaluación de sus condiciones actuales.
- H) Modificación del diseño para ajustar a las condiciones actuales.

Un ejemplo de tal método podría describirse de las ejemplificaciones que el mismo Peck, hace tales como la siguiente: durante la construcción de un túnel en suelo blando, se temía que el tuneo bajo una gran estructura causaría asentamientos y por lo tanto daño a la misma, se planearon entonces, trabajos de protección (los cuales no estaban contemplados en el contrato de tuneo), pero que quedaban disponibles por si la necesidad se presentaba, se comenzó entonces a trabajar varios kilómetros lejos del edificio y avanzando hacia él, llevando a cabo extensas mediciones de deformación para juzgar el efecto de la construcción sobre las instalaciones superficiales, finalmente se llegó a la conclusión al haber alcanzado el edificio, que la planeación de los trabajos de protección no eran requeridos.

Otros ejemplos que pueden darse sobre la ayuda que proporciona la instrumentación en materia de economía son cuando las presas son construidas sobre suelo blando y el cobro de las cantidades de relleno se basa en mediciones de relleno al actual fondo del relleno, existe la necesidad de determinar la elevación final del fondo del relleno, en este caso pueden emplearse por ejemplo calibradores de asentamiento, instrumentos que serían de gran utilidad.

Los planes para un programa de instrumentación indican que la construcción será observada cuidadosamente, puede dar re-aseguramiento al público y así poder expedir aprobación del proyecto, sería más apropiado para un propietario especificar una instrumentación extensiva (más de la necesaria por razones técnicas) que reafirmar al público que la seguridad será mejorada y que los problemas adversos serán minimizados. Aunque dicho acercamiento resultara en costos de instrumentación más elevados de lo normal, puede de hecho crearse un costo total ahorrado porque los efectos de la inflación y otros costos de retardos serán reducidos.

#### CONTROL DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.

Sin duda existen entonces incertidumbres sobre las propiedades o comportamiento del terreno, durante la fase de diseño, que afectan los procesos y programas constructivos. El diseñador puede especificar por lo tanto un programa para monitorear el comportamiento

actual durante la construcción, así tales procedimientos o programas pueden ser modificados de acuerdo al comportamiento actual. Este uso de la instrumentación es normalmente llamado *control de la construcción*, aún cuando este también juega un papel en lo que toca a aseguramiento y reducción de los costos de la construcción, es empleado en la instrumentación.

En la construcción de una presa sobre un depósito de arcilla suave usando procedimientos constructivos por etapas, la instrumentación sería normalmente usada para determinar cuando la arcilla puede soportar la próxima etapa de relleno, similarmente la instrumentación puede ser usada para monitorear el desempeño del contratista de este modo se asegura que los requerimientos del contrato son encontrados. Por ejemplo durante la excavación a lo largo de un edificio existente, el diseñador quizá requiera que algunos movimientos estén limitados a una cantidad específica para rechazar daño al edificio.

#### ASPECTOS LEGALES.

Donde la obra puede afectar una construcción vecina, la instrumentación es útil para determinar si hay una relación entre la construcción y condiciones variables de esa propiedad. Por ejemplo si un corte abierto está por ser excavado en una ciudad el diseñador o el propietario del edificio puede usar la instrumentación para proveer un banco de datos relativo al comportamiento de las estructuras adyacentes donde la excavación, para un posible uso en la litigación. La instrumentación para proporcionar protección legal será usada a un alto grado si el procedimiento constructivo es relativamente nuevo o si hay un posible y directo vínculo entre el procedimiento constructivo y el daño a la propiedad saliente del derecho de vía o si alrededor las estructuras son particularmente sensibles a los movimientos o vibraciones del suelo.

#### ESTADO DEL ARTE O ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO.

Muchos avances en geotecnia han resultado de las mediciones de campo, frecuentemente estas medidas han sido realizadas por una de las razones del proyecto descritas antes, el avance general del conocimiento ha sido un producto de tales observaciones. Sin embargo muchas pruebas notables de búsqueda práctica han sido hechas para revisar y ampliar teorías del comportamiento del suelo y roca y así proveer una base para ampliar el estado del arte del diseño de construcción en geotecnia. Estas investigaciones orientadas, las cuales usualmente requieren mucho más amplia instrumentación de campo que la requerida para otros propósitos, incluye las siguientes:

- ⊙ Medición de esfuerzos y deformación en presas de tierra para avanzar en el diseño del estado del arte.
- ⊙ Medición de esfuerzos totales en alcantarillas bajo terraplenes de autopistas.
- ⊙ Pruebas a gran escala sobre pilas individuales y grupos de grandes pilas para determinar relaciones de transferencia de carga.



*PROPÓSITOS BÁSICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN.*

---

Ⓢ Medición de carga en soportes de túneles y deformaciones del suelo como datos de entrada diseño de procedimientos mejorados de soporte.

Ⓢ Medición de comportamiento de roca a elevadas temperaturas durante estudios relacionados a la disposición de alto nivel de desperdicio nuclear.

Como ingeniero se tiene la obligación de construir estructuras seguras, particularmente si la pérdida de vidas es debido a inseguridad. La ejecución de monitoreo sobre la vida de una estructura, usando observaciones e instrumentación, puede ser de tal forma expedita para garantizar seguridad a largo plazo. algunos ejemplos son los siguientes:

Ⓢ Mediciones a largo plazo de filtración, presión de poro y deformación son hechas frecuentemente durante la vida operante de presas de tierra.

Ⓢ Si se emplean tróqueles permanentes son usados para soportar una excavación, deformaciones superficiales o subterráneas pueden ser medidas y quizá también carga en tróqueles representativos.

Ⓢ Donde se han utilizado anclajes sobre roca para estabilizar un talud natural o excavado, quizá deban instalarse extensómetros en una distribución de perforaciones para proveer medios que indiquen la actuación de las anclas a largo plazo.

Ⓢ Si se ha provisto de distribuciones de drenaje para incrementar la estabilidad de un talud o un muro de retención, quizá deban instalarse piezómetros para revisar el funcionamiento a largo plazo.

Cuando la necesidad de instrumentación es apropiada y correctamente establecida y cuando el programa está propiamente planeado, los costos de ahorro quizá sean un resultado directo, como se indicó en ejemplos previos. Sin embargo la instrumentación no tiene que reducir los costos para justificarse. En algunos casos la instrumentación ha sido valiosa probando que un diseño es correcto. En otros casos la instrumentación podría mostrar que el diseño es inadecuado lo cual quizá resulte en costos incrementados en la construcción sin embargo el valor de seguridad agregada y el rechazo de falla (y ahorro de costo de reparaciones) hará efectivo el costo del programa de instrumentación.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## CAPÍTULO III. EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

### III.1.1. Equipo para observar y medir la de presión de poro.

A lo largo de este capítulo se definirán de manera minuciosa los equipos que se emplean en la instrumentación, en este apartado se inicia con el equipo que se emplea para observar y medir la presión de poro, es decir, la presión intersticial del agua en el suelo (normalmente se denota con la letra  $u$ ).

Si se tiene un suelo bastante permeable, la presión de poro puede determinarse fácilmente, esto se puede verificar observando el nivel piezométrico en un tubo abierto o en un pozo de observación, pues todo cambio de presión hidrostática produce un cambio casi simultáneo del nivel del agua dentro del pozo. Cuando la presión de poro aumenta en el suelo que rodea el extremo inferior abierto de un pozo de observación, se crea un gradiente hidráulico hacia dicho pozo, como consecuencia, fluye agua rápidamente hacia el pozo, hasta que se alcanza el equilibrio, de modo tal, que el nivel del agua en el pozo se corresponde entonces con la presión de poro que existiría en el suelo si no estuviese el pozo de observación. La presencia del pozo no tiene virtualmente ninguna influencia sobre la presión del agua contenida en los poros cerca del punto de medición.

En la figura 3.1.1 se muestra el arreglo general, de un piezómetro, la diferencia con un pozo de observación es que la medición es precisa, es decir la medición se realiza dentro de una "cámara piezométrica" cerrada en la que no hay comunicación con los estratos superiores; la columna de agua en un pozo de observación generalmente coincide con el nivel freático debido a que los excesos de presión de poro se disipan en los estratos con menos presión y por que es muy grande el tiempo en el que fluye el volumen de agua necesario para formar la columna de agua que equilibre al incremento de presión de poro  $\Delta u$ .

Quando el subsuelo es bastante impermeable, la presencia de un dispositivo para medir la presión del agua contenida en los poros puede alterar tan radicalmente dicha presión cerca del punto de medición, que los resultados de las observaciones llegan a ser totalmente engañosos. De hecho si para indicar un cambio de presión se necesita que una pequeña cantidad de agua fluya dentro o fuera del dispositivo de medición, el tiempo para alcanzar el equilibrio puede resultar intolerablemente largo. Mientras el agua fluye hacia el instrumento, la presión de poro en el punto de medición es menor que la que existiría si el instrumento no estuviese presente. Si la presión de poro en la masa de suelo disminuyese debido a efectos naturales o resultantes de la construcción antes de alcanzar dicho equilibrio, la presión indicada seguiría aumentando hasta que la presión de poro general hubiese decrecido por debajo del valor localmente deprimido en la cercanía del instrumento, con lo cual el agua tendería a fluir del instrumento hacia el suelo. La presión

### EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

local de poro en correspondencia con el instrumento se haría entonces mayor del valor que existiría si el dispositivo de medición no estuviese presente.

Por lo anterior, con el objeto de evitar resultados erróneos y sin significado, un instrumento para medir la presión de poro en un suelo impermeable debe reaccionar casi instantáneamente, sin requerir un movimiento significativo del agua contenida en los poros del suelo que lo rodea. Los piezómetros que utilizan sistemas hidráulicos cerrados y los dispositivos de medición eléctricos se han creado para satisfacer tales condiciones.

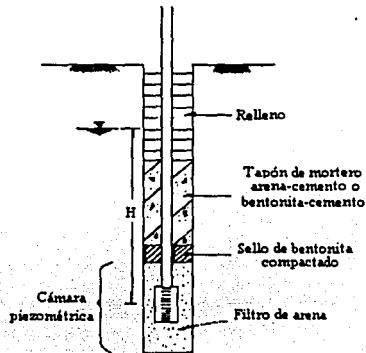


Figura. 3.1.1. Arreglo general de un piezómetro.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

En gran medida el tipo de instalación que mejor se adapta para un lugar y propósito dados, se determina en gran parte por el tiempo de reacción o de retardo hidrostático (time lag) de la instalación. Este número se define como el tiempo que necesita la instalación para ajustarse casi completamente al cambio de presión de poro producido. Como el tiempo teórico para completar el ajuste es infinitamente largo, los requerimientos prácticos se basan en el tiempo que se necesita para alcanzar el 90% de la igualación. El tiempo de retardo depende de la cantidad de flujo requerido para producir una respuesta del aparato, de la permeabilidad del suelo y de las dimensiones de los filtros que rodean el extremo permeable. La adaptabilidad de cualquier equipo también depende de los requerimientos físicos del lugar.

Un concepto muy relacionado con el tiempo de respuesta es la flexibilidad del sistema, que es la deformación del piezómetro al aumentar la presión medida, con esta deformación aumenta el volumen de agua que debe movilizarse para que se registre el incremento de presión de poro  $\Delta u$ . Ciertamente la deformación del dispositivo es pequeña,

pero el concepto tiene importancia por que dentro de la flexibilidad del sistema se incluye la deformación volumétrica de las burbujas de aire dentro del piezómetro, que provocan incrementos importantes del tiempo de respuesta de cualquier, sistema piezométrico.

Si el suelo no está saturado, los poros están llenos parcialmente de agua y parcialmente de aire y las presiones en las fases líquidas y gaseosas son diferentes. La diferencia, por lo tanto, es pequeña si el grado de saturación es cercano al 100%, pero puede ser extremadamente grande para grados de saturación bajos. La significación de las mediciones depende entonces en grado considerable del valor de la presión característica de paso de aire del extremo poroso o del filtro del aparato en contacto con el suelo. El valor de la presión característica de paso de aire es igual al excedente de presión de aire sobre una cara de un filtro saturado, respecto de la presión de agua existente en la cara opuesta, necesaria para poder forzar aire a través del filtro.

Si la diferencia entre la presión del aire y la del agua contenida en el suelo ( $u_a - u_w$ ), excede el valor de la presión característica del paso de aire, el aire entra en el filtro saturado, el agua contenida en el filtro es absorbida por el suelo y la presión medida corresponde a la presión del aire más que a la presión del agua contenida en los poros. Por ello para medir la presión del agua en los poros de los suelos parcialmente saturados, se necesitan filtros con un alto valor de la presión característica de paso de aire.

La selección e instalación de instrumentos para medir presiones de poro no pueden considerarse como una cuestión de rutina sino, por el contrario, requiere un conocimiento profundo de la mecánica de suelos, experiencia y una atención meticulosa respecto a los detalles.

En resumen el funcionamiento de todos los piezómetros requiere que fluya cierta cantidad de agua del suelo adyacente al interior del dispositivo; el tiempo que tarda en realizarse este flujo (tiempo de respuesta o lag time) es función de:

- ❖ la permeabilidad del suelo,
- ❖ la geometría de la cámara piezométrica,
- ❖ la cantidad de flujo requerido para producir una respuesta del aparato,
- ❖ de las dimensiones de los filtros que rodean el extremo permeable y
- ❖ de los requerimientos físicos del lugar.

Los diferentes tipos de piezómetros se describen en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Clasificación de los piezómetros de acuerdo a su tipo.

Clasificación de los piezómetros de acuerdo a su tipo:
1. Piezómetros abiertos.
2. Piezómetros cerrados o sistemas hidráulicos cerrados
3. Piezómetros neumáticos.
4. Piezómetros eléctricos.

Antes de iniciar con la definición de cada uno de los tipos de piezómetro, se define el concepto de pozo de observación de manera puntual, ya que si bien se ha dado la diferencia entre este y un piezómetro, considero necesario la descripción de aquél.

#### POZO DE OBSERVACIÓN.

Un pozo de observación es un aparato que no tiene sub-superficies selladas, lo que genera una conexión vertical entre estratos, por lo tanto este dispositivo permite determinar la posición del nivel freático así como su variación estacional, en los periodos de lluvia y sequía; sirve también para detectar el abatimiento de este nivel a largo plazo. Esta medición es indispensable para definir el estado de esfuerzos de la masa de suelo del sitio, así como su evolución con el tiempo.

El pozo de observación es un tubo vertical instalado en una perforación, que profundiza por lo menos un metro por debajo del nivel freático (Ver fig 3.1.2); su parte inferior es permeable para permitir la entrada del agua freática y la parte superior sellada (la mayor de las veces con bentonita), para evitar que el agua superficial penetre el tubo. Puede apreciarse en la figura 3.1.2 que el tubo puede ser de PVC de 2.54 cm (1") de diámetro con ranuras horizontales de 1 mm de espesor, en el tramo inferior, con una longitud de 1.5 m, a fin de evitar que el suelo penetre al interior del tubo; algunas veces se emplea un filtro fabricado de geotextil.

La elevación del agua freática se determina con alguno de los métodos que se utilizan para los piezómetros abiertos, lo cual se define más adelante.

Como se ha dicho al marcar la diferencia entre pozos de observación y piezómetros, los primeros crean una conexión (algunas veces no deseable), entre estratos superiores, por lo tanto generalmente no se emplean.

No es conveniente utilizarlo para medir la presión de poro, ya que este sólo puede usarse, por ejemplo si el coeficiente de permeabilidad (k) del suelo es mayor a  $10^{-4}$  cm/s,

valor que corresponde a una arena fina limpia o ligeramente limosa, además en sitios donde exista un contaminante en un acuífero, la instalación de un pozo de observación puede generar una posible contaminación de otros acuíferos.

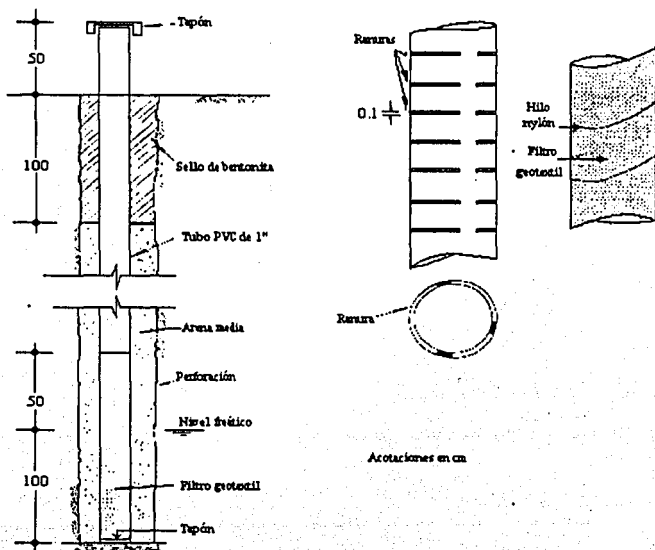


Figura 3.1.2. Tubo de observación.

### INSTALACIÓN.

Para la instalación de los tubos de los pozos de observación, se requiere una perforación de 5 a 10 cm de diámetro que puede hacerse con una máquina, o bien manualmente con una barrena helicoidal, (Ver fig 3.1.3) para hacer esta perforación no debe utilizarse lodo bentonítico; 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 y a continuación se rellena la perforación en su parte inferior con arena media y el último metro con bentonita.

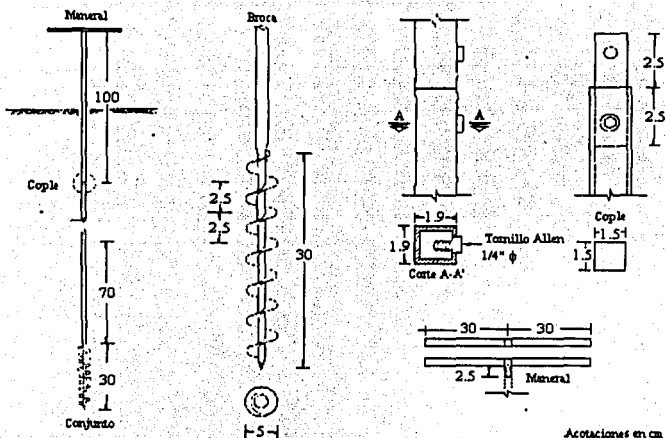


Figura 3.1.3 Barrena helicoidal.

Estos dispositivos deben instalarse abundantemente, en cada sitio donde se haga un sondeo, se instale una estación piezométrica o se tenga incertidumbre de la posición del nivel freático. La profundidad de la instalación usualmente se precisa durante la perforación.

### III.1.2 Piezómetros abiertos.

Como se ha dicho un piezómetro, requiere de una "cámara piezométrica" (Cabeza o bulbo del piezómetro) que consiste de un tubo con un elemento filtrante inferior, pero con sub-sellos superiores que impiden a tal elemento a responder a elevaciones que no sean del agua freática alrededor del elemento filtrante. El agua intersticial del suelo penetra por la punta porosa y asciende por el tubo hasta formar una columna de agua que equilibra al incremento de presión de poro  $\Delta u$ .

De acuerdo con su forma de instalación los piezómetros abiertos se clasifican en:

- ❖ Piezómetros instalados en una perforación previa.
- ❖ Piezómetros hincados (tipo: Well point, Geonor, Cambridge).

Actualmente se han estado desarrollando otros tipos de piezómetros, los llamados multipuntos.

A. Casagrande propuso un piezómetro que fue, e incluso sigue siendo, ampliamente usado, este es de tipo abierto colocado en una perforación previa (Ver fig. 3.1.4). El piezómetro de Casagrande, consiste esencialmente en un extremo tubular poroso instalado a la profundidad a la cual se desea medir la presión de poro, que está ligado a un tubo de elevación en el cual se observa o se mide el nivel que alcanza el agua. El extremo inferior o punta está constituido de un cilindro hueco poroso, formado de material cerámico de grano fino de una longitud variable entre 30 y 60 cm, con un diámetro exterior de 1 1/2" y uno interior de 1". El tubo de elevación es de material plástico impermeable con un diámetro exterior de 1/2". El dispositivo no utiliza ningún material metálico. Para que exista una gran superficie de contacto entre el instrumento y el suelo, el tubo poroso se embebe en una columna de arena permeable que debe cumplir con la condición de ser filtro del material en que se desea medir la presión de poro.

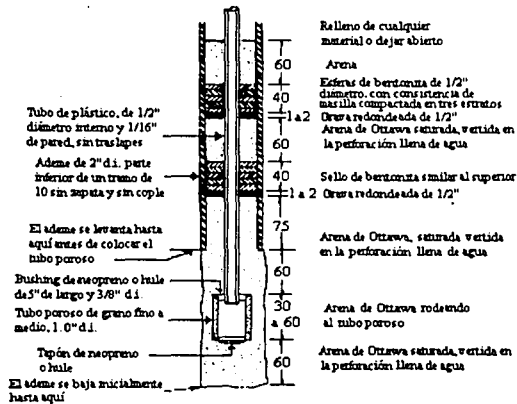


Figura 3.1.4 Piezómetro abierto Tipo Casagrande.

El piezómetro se instala dentro de una perforación cuya parte inferior se obtiene hincando una camisa de 2" de diámetro y 3 m de longitud, formada por un solo tubo, sin coples, el tubo debe limpiarse sin llegar a lavarlo por debajo de su extremo, de esta manera



se asegura un estrecho contacto entre la camisa y el suelo. A medida que se vuelca la arena filtrante y se coloca el piezómetro en posición, el caño se levanta aproximadamente 1.5 m. El tubo de elevación de plástico se sella contra el interior de la camisa por medio de dos capas de bentonita, introducida en la misma en forma de bolitas plásticas de aproximadamente 1 cm de diámetro, que se dejan caer y apisonan con un peso cilíndrico (Ver fig 3.1.5) especial provisto de una parte hueca central que permite su desplazamiento hacia arriba y hacia abajo a lo largo del tubo de elevación.

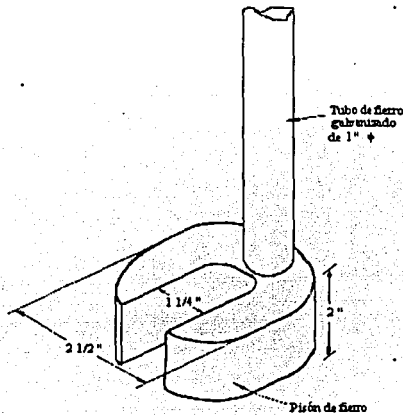


Figura 3.1.5 Peso cilíndrico para compactar el sello de un piezómetro.

Bajo ciertas condiciones, el lento y tedioso procedimiento de formar los sellos de bentonita puede ser remplazado por el uso de una mezcla de caolinita y AM-9 de endurecimiento relativamente lento. Actualmente el polietileno poroso hidrófilo de alta densidad, es generalmente utilizado para remplazar el quebradizo material cerámico de grano fino y el PVC o el plástico ABS o tubo de polietileno, remplaza el tubo de material impermeable, el cual se vuelve también quebradizo con el tiempo y la exposición a los rayos del Sol.

## PIEZÓMETROS ABIERTOS EN UNA PERFORACIÓN PREVIA

El piezómetro de Casagrande ha sufrido modificaciones, si bien de acuerdo a las características de cada sitio, también por el uso actual de diferentes materiales, sin embargo la metodología empleada por Casagrande, se ha mantenido, a continuación se describe el arreglo actual más común que se hace de un piezómetro abierto tipo Casagrande cuando se ha hecho una perforación previa.

Este piezómetro (Ver fig 3.1.6) consta de un tubo vertical, usualmente de PVC o metálico de 12.7 mm (0.5 pulg) de diámetro, con coples cementados, y una celda permeable en su parte inferior. Esta celda es también un tubo de PVC de 38.1 mm (1.5 pulg) de diámetro y 30 cm de altura, con ranuras horizontales de 2 mm, usualmente se coloca un fieltro o una malla muy fina para confinar la arena dentro de la celda.

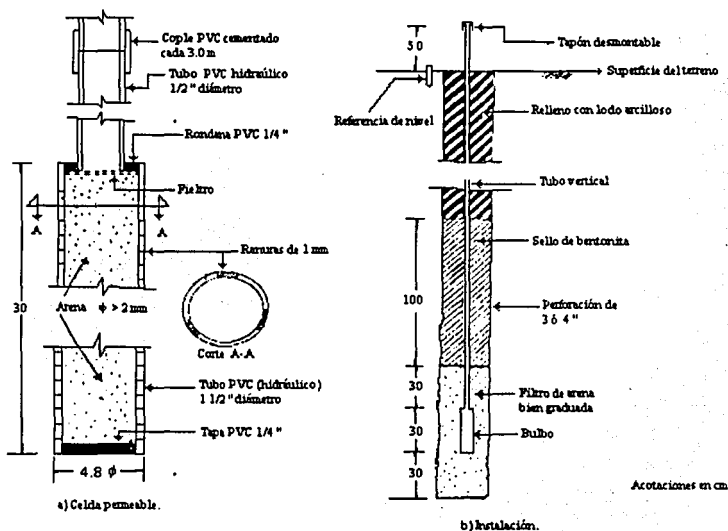


Figura 3.1.6 Piezómetro abierto.

La celda permeable permite que se defina la altura piezométrica del agua de la lente en que fue instalada; por su parte el sello debe impedir la intercomunicación con los otros lentes que queden por arriba.

El tiempo de respuesta de este piezómetro es lento, probablemente de varios días, por que tiene que acumularse el agua dentro del tubo vertical, hasta alcanzar la altura de equilibrio. El nivel del agua dentro del tubo vertical se determina con una sonda eléctrica integrada por un tubo dúplex flexible y un medidor de resistencias u óhmetro; la punta del cable lleva una boquilla de plástico que impide que los dos alambres conductores puedan hacer contacto con la pared interior del tubo, también un lastre metálico para tensar el cable y asegurarse de la precisión de la medición. Una vez que los conductores tocan la

superficie del agua cierran el circuito y el óhmetro lo registra; la precisión de la medición es  $\pm 1.0$  cm de columna de agua. La medición de la altura piezométrica debe estar relacionada con un nivel de referencia instalado junto al piezómetro, este se aprecia en la figura 3.1.7.

### INSTALACIÓN.

Como se ha dicho 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 puede seguirse de manera gráfica en la figura 3.1.7, la cual consiste de los siguientes pasos fundamentalmente:

- a) Se perfora el suelo con un diámetro de 7.62 cm (3 pulg), hasta una profundidad de 60 cm por debajo de la instalación del piezómetro; el fluido de perforación debe ser agua.
- b) Se instala ademe metálico de diámetro N y se hace circular agua limpia hasta que retorne con un mínimo de material en suspensión.

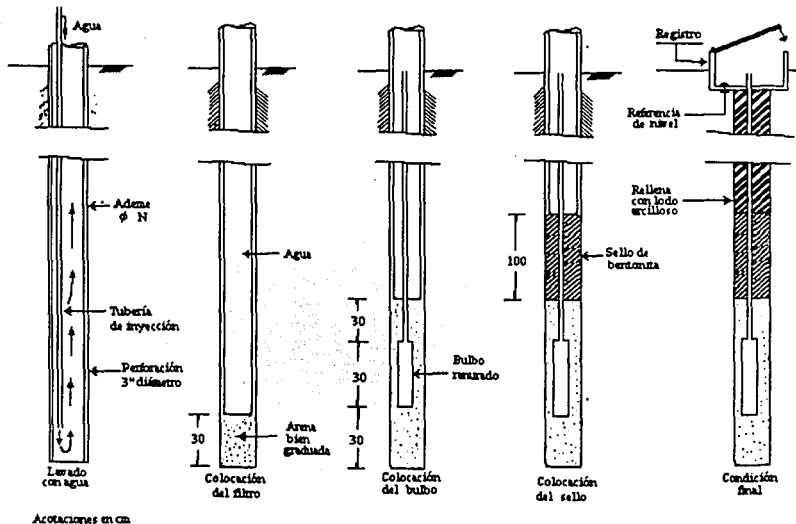


Figura. 3.1.7. Secuencia de Instalación de un piezómetro.

- c) Simultáneamente a lo anterior se ensambla el piezómetro con la longitud total del tubo vertical (pór ejemplo 30 m), para permitir que el cemento de los coples tenga tiempo suficiente para endurecer; si se emplea tubería metálica en las cuerdas se debe colocar cinta teflón.
- d) Se extrae el ademe 30 cm y se vacía arena bien graduada en el pozo, controlando su volumen.
- e) Se coloca el piezómetro dentro del pozo, comprobando que quede bien asentado en la arena. Esto puede hacerse aprovechando la flexibilidad de la tubería de PVC de 12.7 mm de diámetro, que fácilmente admite radios de curvatura de 3 m, aproximadamente; cuando se utiliza tubería metálica se enrosca a medida que se introduce al pozo. De cualquier forma debe colocarse un tapón superior roscado o débilmente cementado, con una pequeña perforación para que el aire atrapado tenga salida.
- f) Se extrae el ademe en tramos de 10 cm, vaciando gradualmente arena dentro del pozo hasta 30 cm por arriba del bulbo.
- g) Se agrega bentonita en bolas para sellar un tramo de un metro del pozo, controlando su volumen.
- h) Se extrae el ademe y se rellena el pozo con lodo arcilloso o bien una mezcla de bentonita-cemento

Antes de instalar el piezómetro debe tenerse en cuenta que el piezómetro debe quedar instalado coincidiendo con los estratos permeables que aseguren su buen funcionamiento para esta tarea es esencial un perfil estratigráfico obtenido con el cono eléctrico, porque esta técnica detecta con precisión los estratos duros de secado solar, de pómez o de arenas volcánicas, que tiene mayor permeabilidad que las arcillas intermedias. Por lo tanto, una estación piezométrica siempre está constituida por varias celdas de medición, usualmente dos o cuatro, en igual número de perforaciones.

La parte superficial de los piezómetros, es decir, la salida de los tubos verticales deberá quedar alojada en un registro de protección (Ver fig 3.1.8). Los tubos deben tener una etiqueta que identifique la profundidad de cada celda; el registro tendrá también un nivel de referencia de las elevaciones.

EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

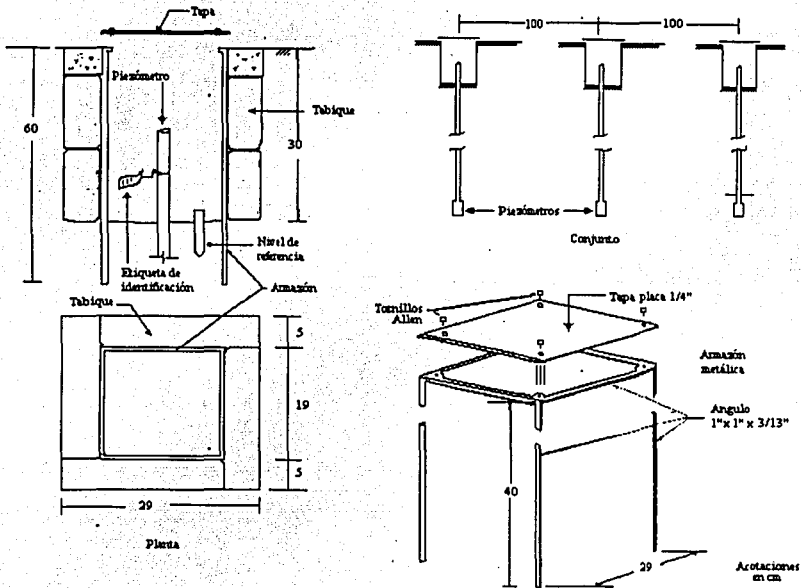


Figura 3.1.8. Registro de protección.

PROCESAMIENTO DE LOS DATOS.

Una vez estabilizados los niveles de agua de las celdas que constituyen una estación piezométrica y la posición de los niveles de agua, se deduce la variación con la profundidad de los esfuerzos totales y la correspondiente de los esfuerzos efectivos. En la figura 3.1.9 se muestra que restando de los esfuerzos totales la magnitud de las elevaciones piezométricas, se obtienen los valores de los esfuerzos efectivos a las elevaciones en que se han instalado las celdas de medición; estos puntos se han unido linealmente, considerando que en los estratos arcillosos intermedios la presión de poro varía linealmente.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

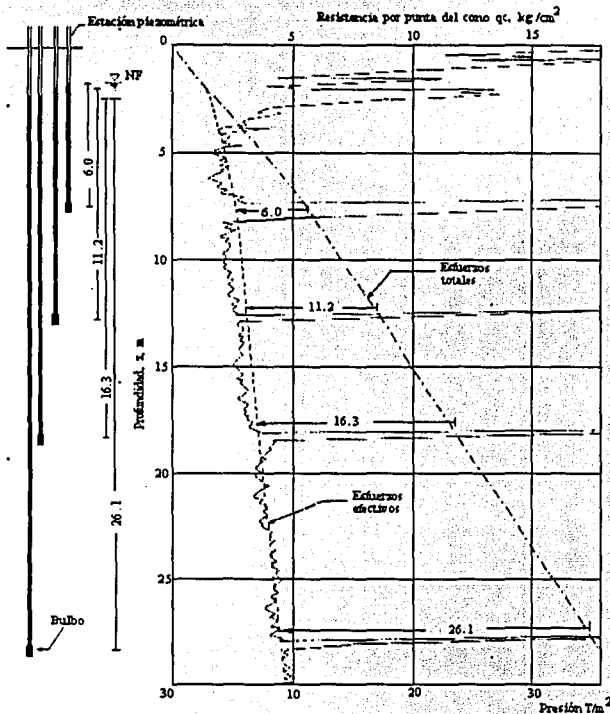


Figura 3.1.9 Variación de los esfuerzos efectivos de un sitio.

Considerando que los niveles piezométricos pueden cambiar a consecuencia de:

- ❖ bombeo profundo para el abatimiento de agua,
- ❖ recarga de los acuíferos durante el periodo de lluvias,
- ❖ bombeos superficiales por excavaciones superficiales, y
- ❖ por la aplicación de sobrecargas superficiales

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

Por lo anterior se requiere entonces determinar la evolución de los niveles piezométricos con el tiempo, para ello se realizan observaciones frecuentes, estas se esquematizan en la figura 3.1.10. debe tenerse en cuenta el tiempo de demora que requieren los piezómetros abiertos para registrar estos cambios, que podría justificar el uso de piezómetros neumáticos (descritos más adelante), a pesar de su elevado costo y delicada operación.

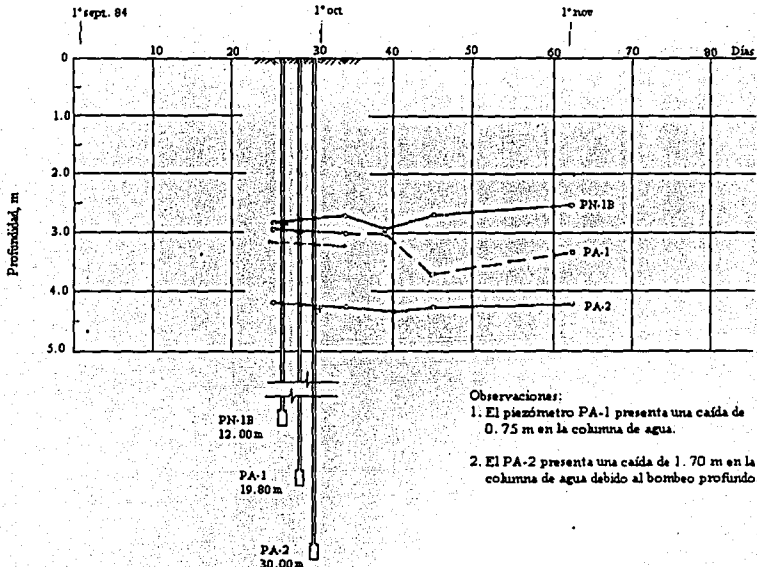


Figura 3.1.10. Evolución de la columna de agua en una estación piezométrica.

### PIEZÓMETRO DE LÍQUIDO DE ALTA DENSIDAD.

Recientemente se ha fabricado un piezómetro denominado piezómetro de líquido denso (heavy liquid piezometer), este es un tipo especial de piezómetros, desarrollado por Investigación y Desarrollo Piezométrico (Piezometer Research and Development, Bridgeport, CT). En este piezómetro el tubo y parte de la punta del piezómetro son llenados con tetrabromuro de acetileno un líquido con una densidad de 2.96, y en la punta existe una interfase estable entra el tetrabromuro de actileno y agua.

La superficie del líquido en el tubo es por lo tanto más baja que el nivel piezométrico y la densidad conocida usada para convertir la elevación del líquido medido en elevación piezométrica.

Cuando se compara con un piezómetro convencional abierto el piezómetro de alta densidad se aprecia la reducción del tiempo de respuesta y se sobrepone a problemas de congelación del agua en el tubo del piezómetro. Este problema surge cuando el agua en el tubo del piezómetro rebasa la línea de congelación, lo cual provoca la congelación del agua en el tubo y la inoperabilidad. Sin embargo la porción superior del agua en el tubo puede remplazarse con una mezcla anticongelante con una densidad menor a la unidad, esto puede acarrear también problemas ya que algunas de estas mezclas de anticongelantes contienen metanol, sustancia que puede causar daño a algunos plásticos, como puede apreciarse, entonces el uso de uno de estos piezómetros de líquido denso es la mejor opción en lugares donde las temperaturas son bajas (como en el norte del país) y el agua en el tubo del piezómetro puede llegar a congelarse.

Cuando el nivel piezométrico rebasa el tubo, es necesario instalar un manómetro tipo Bourdon, la explicación se verá más adelante al tratar los piezómetros hidráulicos cerrados.

#### PIEZÓMETROS ABIERTOS HINCADOS.

Dentro de estos dispositivos existen varios tipos, entre los más destacados están:

- ❖ Tipo Geonor
- ❖ Tipo Cambridge.

La diferencia de estos dispositivos respecto a los anteriores descritos, está en que la cabeza o bulbo del piezómetro esta cubierta por una especie de carcasa.

#### PIEZOMETRO HINCADO TIPO GEONOR.

El piezómetro Geonor (Ver fig 3.1.11), fue desarrollado para su uso en arcillas suaves en Noruega, este está sellado en su parte inferior por una punta común metálica que facilita la introducción del piezómetro. La parte permeable está constituida por un cilindro de bronce poroso que tiene el mismo diámetro externo que la parte superior que la punta cónica, las que se utilizan por tanto para hacer penetrar por empuje o con gatos, el instrumento en el terreno. Para mantener el tiempo de reacción del piezómetro, el elemento poroso es relativamente largo, y los tubos plásticos tienen el menor diámetro con el cual es aún posible realizar un sondeo fehaciente. En suelos blandos el piezómetro puede introducirse por empuje en toda su longitud. En los suelos más resistentes, en cambio, hay que realizar una perforación hasta una cierta profundidad y luego introducir el piezómetro por empuje por debajo de la misma en la longitud necesarias para asegurar un buen sellado del piezómetro y las barras de sondeo.



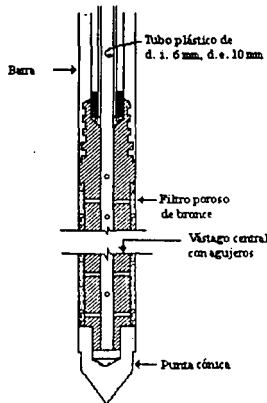


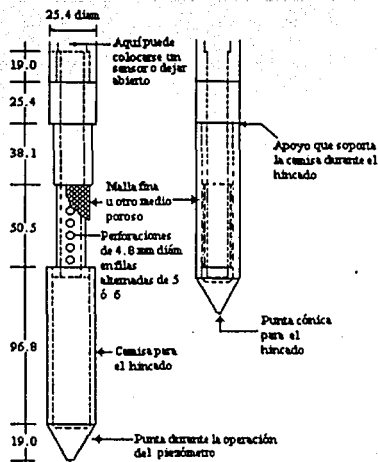
Figura 3.1.11. Piezómetro abierto tipo Geonor.

### PIEZÓMETRO HINCADO TIPO CAMBRIDGE.

Este piezómetro diseñado por Parry en 1971 (Ver fig 3.1.12) ha dado mejores resultados ya que cubre el bulbo del piezómetro durante el hincado. Este piezómetro fue diseñado para ser hincado sin dañar, obstruir o manchar el bulbo del piezómetro a través de suelo con incrustaciones de roca y lentes de suelo duro.

Todas las partes de la punta excepto la malla de fieltro son de acero templado. El piezómetro es hincado junto con un empalme enrasado a toda la longitud del tubo de acero, la acción de hincado se lleva a cabo con la camisa deslizante para el hincado cubriendo el bulbo como se aprecia en la figura 3.1.12. Una vez en su lugar el piezómetro, se coloca una prensa de sujeción dentro del tubo y la camisa para el hincado se golpea suavemente hacia abajo aproximadamente 90 cm con respecto del tubo logrando con esto exponer el bulbo al suelo.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Acotaciones en mm.

Figura 3.1.12. Piezómetro tipo Cambridge.

A continuación se describen las partes y el modo en que se instala un piezómetro tipo Cambridge el cual es más extensamente empleado en nuestro país, además que como se ha dicho es uno de los que han mostrado mejores resultados.

#### INSTALACIÓN DEL PIEZÓMETRO ABIERTO HINCADO TIPO CAMBRIDGE.

En la figura 3.1.13 se muestra el piezómetro en su condición de hincado; los elementos que lo integran son:

- ❖ tubo de cobre de 15.87 mm (5/8") de diámetro y 30 cm de longitud, con perforaciones de 5 mm, forrado con fieltro permeable,
- ❖ tubo de fierro galvanizado de 19.05 mm (3/4") de diámetro en tramos de 1 metro con coples, y
- ❖ punta cónica de acero de 2.7 cm de diámetro, con sello temporal de silicón al tubo galvanizado.

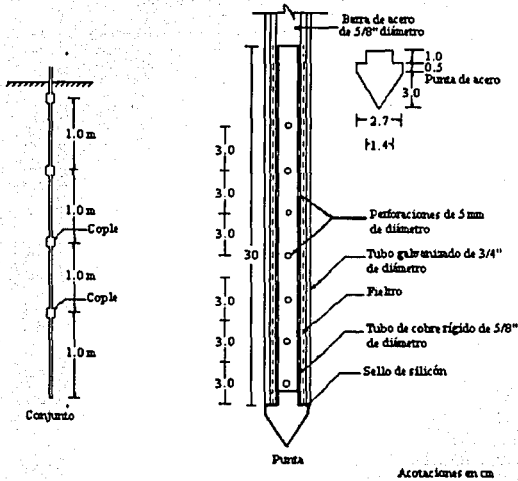


Figura 3.1.13. Punta piezométrica.

Estos piezómetros se hincan en el suelo con los gatos hidráulicos de una perforadora o de un cono mecánico. En suelos muy blandos pueden hincarse manualmente a percusión, con ayuda de un marro ligero, en este caso, si la costra superficial es dura, puede emplearse la barrena helicoidal (Ver fig 3.1.3).

En la figura 3.1.14 puede apreciarse el procedimiento de instalación que se lleva a cabo, el cual consta de los siguientes puntos:

- Perforar manualmente con una barrena helicoidal o con una perforadora mecánica, hasta un metro por arriba de la profundidad de instalación.
- Hincar el piezómetro en el suelo en la posición cerrada, hasta la profundidad de proyecto, en estas condiciones el sello de silicón evita que penetre agua y lodo al 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.

- c) Se introduce en el piezómetro una barra auxiliar de acero de 9.525 mm (3/8"), 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 (NA) con el nivel freático (NF). En seguida con la barra auxiliar se empuja a presión la punta de la celda permeable, o bien con los impactos de un martillo hasta abrir el piezómetro 20 cm.
- d) Al extraer la barra de acero deberá agregarse agua de manera que el nivel del agua (NA) no cambie bruscamente, sino que se mantenga cerca o por arriba del nivel freático (NF). Hecho lo anterior, el nivel (NA) tenderá a encontrar su posición de equilibrio.

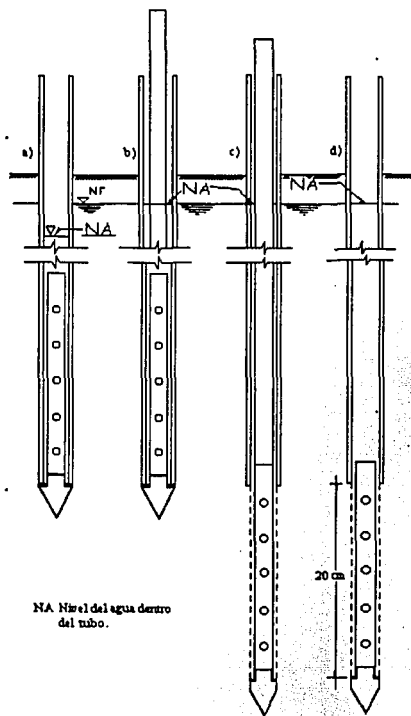


Fig. 3.1.14. Instalación de punta piezométrica.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

De igual forma que con el piezómetro abierto tipo Casagrande, antes de instalar el piezómetro debe tenerse en cuenta que el piezómetro debe quedar instalado coincidiendo con los estratos permeables que aseguren su buen funcionamiento para esta tarea es esencial un perfil estratigráfico obtenido con el cono eléctrico, porque esta técnica detecta con precisión los estratos duros de secado solar, de pómez o de arenas volcánicas, que tiene mayor permeabilidad que las arcillas intermedias. Por lo tanto, una estación piezométrica siempre está constituida por varias celdas o bulbos de medición, usualmente dos o cuatro, en igual número de perforaciones, pero a diferentes profundidades, e igual forma deberá protegerse la parte superficial de los piezómetros con un registro de protección (Ver fig 3.1.8).

#### PROCESAMIENTO DE LOS DATOS.

El procedimiento de medición y procesamiento de los datos es el mismo que para un piezómetro abierto tipo Casagrande.

Algunas desventajas remarcables de los piezómetros abiertos están en su largo tiempo de respuesta, debido al gran flujo de agua que debe moverse del suelo al bulbo o cabeza del piezómetro para generar un cambio.

Otra de las desventajas más notables es debida a la existencia del mismo tubo de elevación, por ejemplo cuando se coloca un terraplén alrededor de un tubo de elevación, al momento de compactar esta tiende a ser menor alrededor del tubo, algunas veces se tiende a interrumpir estas operaciones de compactación debido al posible daño que pueda sufrir el tubo, resultando además costosas tales interrupciones aunado a esto las actividades propias de la construcción pueden generar daños al tubo.

Al final de este apartado se definirán no sólo las desventajas sino también las ventajas de cada uno de los equipos que se han de definir. Por lo tanto lo anterior no debe tomarse como un voto en contra de los piezómetros abiertos.

#### **III.1.3. Piezómetros hidráulicos cerrados.**

Cuando la columna de agua en el tubo de elevación ha sobrepasado la longitud del mismo, entonces puede colocarse un manómetro en su extremo superior, creando así un piezómetro hidráulico cerrado.

De igual forma un tubo de elevación puede ser convertido en un sistema hidráulico cerrado colocando un manómetro en su extremo superior (Ver fig 3.1.15), siempre y cuando la posición de equilibrio en el nivel del agua dentro del tubo esté por encima del nivel del manómetro. Este tipo de piezómetros puede también funciona si el manómetro se coloca

arriba del nivel al que asciende el agua, pero se medirán presiones por debajo de la atmosférica (presiones negativas). Por lo que será necesario emplear agua desaireada y saturar perfectamente el sistema. Incluso pueden colocarse un par de tubos plásticos (tubos gemelos) y una válvula la cual cerraría cuando se ha sobrepasado la longitud del tubo, y la presión comenzaría a leerse por los tubos gemelos

Si se exceptúan los suelos permeables, el tiempo de reacción del piezómetro no suele reducirse apreciablemente, a menos que todas las partes del sistema estén completamente llenas de agua, debido a que la compresibilidad de las inclusiones (gases, burbujas de aire o vapor de agua) es tan grande que se necesita una fluencia sustancial de agua para producir una respuesta. Más aún, si bien un sistema cerrado puede teóricamente medir por lo menos una pequeña presión negativa, la tendencia del aire a salirse de su estado de solución, o del gas a acumularse, con frecuencia torna un sistema inicialmente saturado en un dispositivo que no responde. Por ello los sistemas cerrados idóneos para medir presiones pequeñas o negativas van comúnmente provistos de medios para eliminar el aire acumulado dentro de su circuito.

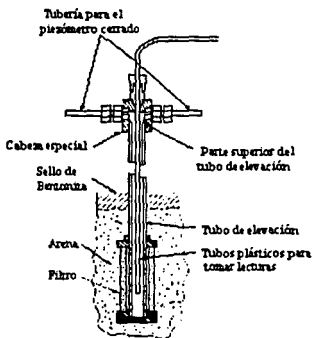


Fig. 3.1.15. Conversión de un piezómetro abierto a uno cerrado.

El piezómetro hidráulico cerrado fue desarrollado para su instalación en cimentaciones y rellenos durante la construcción de presas de tierra y otros terraplenes.

Existen fundamentalmente dos tipos de piezómetros hidráulicos cerrados, estos son:

- ❖ Tipo USBR (United States Bureau of Reclamation)
- ❖ Tipo Bishop.

Los piezómetros tipo USBR llamados también piezómetros cilíndricos son instalados típicamente en perforaciones bajo el nivel de aguas freáticas, por otra parte los piezómetros tipo Bishop o simplemente piezómetros Bishop son instalados típicamente en rellenos compactados.

PIEZÓMETRO HIDRÁULICO CERRADO TIPO USBR.

Los piezómetros cilíndricos (Ver fig 3.1.16) fueron desarrollados en los Estados Unidos por el USBR, estos fueron diseñados para medir la presión de poro en presas de tierra y otros terraplenes, está constituido por una punta plástica, en la cual se hallan embebidos discos porosos a través de los cuales la presión de los poros se transmite al sistema de medición. Los discos conducen a una cámara de la cual parten dos tubos plásticos. Estos tubos permiten la circulación de agua desaireada a través de la punta con el objeto de arrastrar y extraer las burbujas de aire existentes en el sistema.

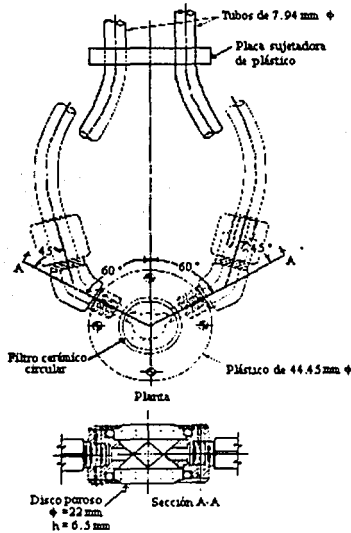


Fig 3.1.16. Piezómetro cerrado tipo USBR.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

La punta se coloca en una cavidad excavada por debajo del terraplén durante su construcción (Ver fig 3.1.17), y los tubos plásticos se disponen en zanjas prácticamente

horizontales que conducen a una casilla de medición colocada normalmente en el talud agua debajo de la presa. En la casilla de medición están situados los manómetros y una bomba para hacer circular agua desaireada. Con objeto de hacer una observación, el agua se hace circular a través del sistema hasta haber extraído todo el aire libre, en cuyo momento se cierra la línea de circulación y se conecta el sistema a los manómetros, los que a su vez han sido desaireados. Si esta desaireación se ha realizado con éxito, los manómetros prontamente alcanzan el estado de equilibrio. La elevación piezométrica se determina sumando el promedio en las lecturas de los manómetros a la elevación registrada en los piezómetros. Si ambos tubos plásticos están completamente llenos de líquido, ambos manómetros indicarán la misma presión. Sin embargo si ha entrado gas al sistema a través de los filtros u otro accesorio, el gas debe removerse circulando el agua desaireada antes mencionada, este es el motivo por el cual el sistema emplea dos tubos plásticos o tubos gemelos.

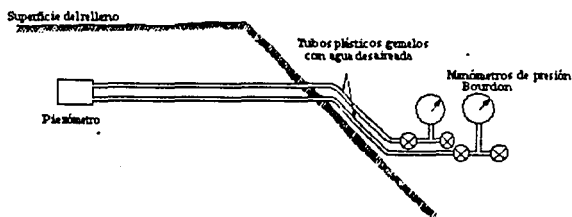


Fig 3.1.17. Ubicación del piezómetro cerrado tipo USBR en un terraplén.

La experiencia derivada con este tipo de sistemas hidráulicos ha sido en general satisfactoria, excepto por la dificultad de que hasta hace poco, toda vez que se observaban presiones de poro negativas, la medición efectuada se refería probablemente más a la presión del aire contenido en los poros que a la presión del agua. Esto se debía de alguna forma debido al uso de piedras porosas con un valor demasiado bajo de la presión característica de paso de aire y ha sido subsanada en instalaciones recientes. Un inconveniente práctico serio lo constituye la vulnerabilidad de los tubos plásticos que pueden ser fácilmente dañados durante la construcción. Más aún, a menos que se tomen medidas adecuadas, los tubos pueden también resultar dañados por las deformaciones propias del terraplén, en especial las que causan su estiramiento horizontal. Si la longitud de los tubos entre la punta porosa y la casilla de mediciones es muy larga, el cambio de volumen del tubo puede aumentar el tiempo de reacción.



## PIEZÓMETRO HIDRÁULICO CERRADO TIPO BISHOP.

El piezómetro tipo USBR ha sufrido algunas modificaciones. En Inglaterra se ha desarrollado por el Colegio Imperial de Inglaterra en Londres, un piezómetro (Ver fig 3.1.18), que tiene por objeto reducir al mínimo la necesidad del lavado para extraer el aire. Está provisto de un tubo cerámico que tiene un valor de la presión característica de paso de aire del orden de los  $2 \text{ kg/cm}^2$  y es cónico para mejorar el contacto inicial con el suelo cuando la punta se coloca dentro de un agujero formado previamente en el terraplén utilizando una estampa cónica de acero. Como algunas variedades de tubos plásticos son ligeramente permeables al aire y otras al agua, y teniendo en cuenta además que algunas poseen una rigidez que es más bien deficiente y tienden a distorsionarse con el tiempo, la elección del tubo plástico más adecuado merece atención especial. Las instalaciones de estos dispositivos en los núcleos impermeables de varios diques de tierra estaban aún operando en forma exitosa en 1964, después de cuatro años y requerían ser desaireadas solamente una vez por año.

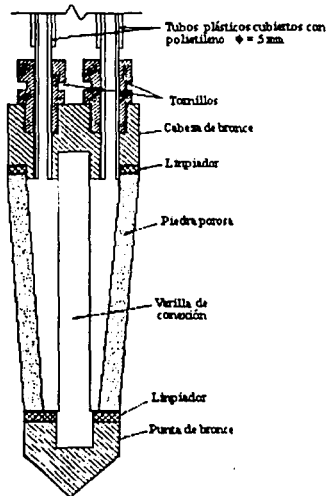


Fig 3.1.18. Piezómetro cerrado tipo Bishop.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Este sistema desarrollado en Inglaterra, además de ser muy confiable parece tener un mejor éxito en cuanto a registro de datos concierne, que el desarrollado en Estados Unidos.

## CONCEPTOS BÁSICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN EN GEOTECNIA.

En las ocasiones en que se lo compara con piezómetros diafragma (Ver apartado III.2) las grandes ventajas de los sistemas hidráulicos cerrados es la ausencia de las partes móviles inaccesibles o los componentes eléctricos, y la capacidad de circular agua por la cámara piezométrica, lo cual es muy atractivo para monitoreo a largo plazo.

Cuando se le ha instalado en terraplenes la integridad de los sistemas puede verificarse, aún después de la instalación a través de la ejecución de pruebas de permeabilidad a carga constante. Por otro lado las desventajas en estos sistemas consisten en la necesidad de una terminal adjunta para contener el transductor y los arreglos para la circulación del agua, además tal terminal debe estar protegida contra sobrecalentamiento o congelamiento.

### INSTALACIÓN.

A continuación se indican los pasos a seguir en la instalación de un piezómetro Bishop, que como se ha dicho son los que han arrojado mejores resultados.

El piezómetro Bishop es instalado en materiales relativamente libres de rocas a través de una prensa de sujeción especial dentro del suelo para formar un agujero de 30 cm (12 ") de profundidad. Lo cual deja un hueco para que el piezómetro quepa perfectamente y haga contacto con el material circundante. El piezómetro se presiona entonces con una extensión que después se retira y sobre el piezómetro, la perforación se rellena con el material de la excavación retirando antes todas las rocas grandes que puedan existir. Por último el material se compacta con cuidado.

Se puede recomendar también la siguiente secuencia:

1. Ejecutar las pruebas necesarias en todos los componentes.
2. Completar la construcción (armado) de la terminal adjunta y sus componentes, así como saturarla con agua desaireada.
3. Instalar la tubería para la terminal adjunta para la localización del piezómetro.
4. Saturar el piezómetro.
5. Llenar los tubos con agua desaireada por medio de bombeo desde la terminal adjunta, en este punto se debe poner especial atención.
6. Cortar el tubo a una longitud apropiada y anexar al piezómetro, colocarlos bajo el agua en un recipiente.
7. Medir la elevación del agua y verificar que la medición concuerde con la presión indicada en la terminal adjunta.
8. Formar un agujero en el relleno o terraplén y presionar el filtro saturado en el lugar.
9. Rellenar con los materiales de excavación.
10. Tomar lecturas suficientes para indicar la presión de poro mínima (máxima succión) alcanzada para usarla como lectura inicial para ese piezómetro.

La necesidad de obtener un sello adecuado alrededor de un tubo plástico, para evitar la existencia de caminos permeables que pudieran alterar la distribución de las presiones de poro cerca del punto de medición, se torna más vital con la disminución de la permeabilidad del suelo. Las zanjas que contienen los tubos de los piezómetros tipo USBR deben ser llenadas y compactadas a mano, en particular en la parte impermeable del dique o terraplén. El relleno a utilizar debe consistir en arcilla plástica con una humedad por encima de la óptima de Proctor. Cuando los piezómetros se instalan dentro de perforaciones se deben seguir procedimientos similares a los descritos para el piezómetro tipo Casagrande. Se necesita un cuidado especial para asegurarse de que las dos líneas de tubos que forman parte del mismo piezómetro estén suficientemente separadas entre sí como para permitir la colocación del material de sellado alrededor de cada tubo.

#### ***III.1.4. Piezómetros eléctricos.***

Los piezómetros eléctricos así como los neumáticos (ver apartado III.1.4) son conocidos también como PIEZÓMETROS DE DIAFRAGMA ya que en estos la presión de poro u actúa sobre una membrana (diafragma) construida de acero generalmente, la cual se deforma, tal deformación se mide por medios eléctricos (Strain gages, cuerdas o alambres vibrantes), lo cual define entonces los siguientes tipos de piezómetros eléctricos:

- ❖ De cuerdas o alambres vibrantes.
- ❖ De resistencia eléctrica (sensores eléctricos tipo strain gage).

Es posible construir un piezómetro eléctrico con un retardo hidrostático extremadamente pequeño, recurriendo a una cámara hermética separada de la punta porosa por un diafragma cuya deformación se mide con un extensómetro de lectura remota a través de un circuito eléctrico. El comportamiento a largo plazo de la mayoría de estos dispositivos no ha sido satisfactorio, principalmente debido a la inestabilidad elástica y a la deformación plástica lenta de los extensómetros eléctricos, o de los cementantes utilizados para pegarlos a los diafragmas, y a la eventual entrada de agua en la cámara hermética.

De los dos tipos de piezómetros, el mejor registro de comportamiento lo proveen los piezómetros que contienen extensómetros de alambre o cuerda vibrante, (Ver fig 3.1.19).

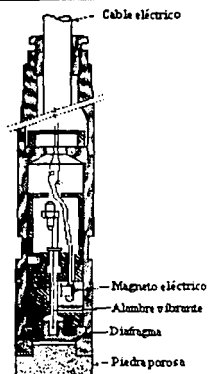


Fig 3.1.19. Piezómetro de cuerda vibrante.

Para la mayoría de las instalaciones, la piedra porosa ha estado formada de metal poroso, saturado con un aceite animal apropiado. Dado que el valor de la presión característica de paso de aire de estas puntas es más bien bajo, del orden de  $0.1 \text{ kg/cm}^2$ , es probable que en las instalaciones realizadas en suelos no saturados se haya medido más bien la presión del aire que la del agua contenida en los poros, en particular si la diferencia entre la presión de aire y la del agua era en el lugar mayor de unos décimos de kilo por centímetro cuadrado. La medición de presiones de poro positivas ha sido satisfactoria.

El reemplazo de la punta de metal poroso por otra saturada de agua con un alto valor de la presión de paso de aire debiera permitir la medición de presiones de poro negativas en instalaciones a corto plazo. Sin embargo, como es dable esperar que el aire salga de solución y se acumule en la parte inferior de la punta porosa, y como no hay medios disponibles para eliminar el aire por lavado, el dispositivo puede eventualmente comenzar a leer presiones de aire.

Se necesita el mismo cuidado para sellar los piezómetros eléctricos en sus hoyos o perforaciones como el que se requiere para los piezómetros hidráulicos cerrados.

#### PIEZÓMETRO DE CUERDAS O ALAMBRES VIBRANTES.

El piezómetro de alambres vibrantes tiene un diafragma metálico separando la presión de poro del sistema de medición. Como se puede apreciar en la fig 3.1.20, un alambre tensionado está sujetado al punto medio del diafragma de forma que la deflexión del diafragma cause cambios en la tensión del alambre, lo cual permite las mediciones de la presión de poro.

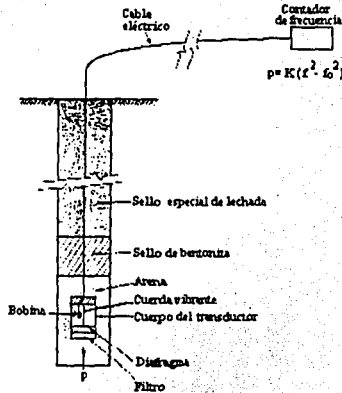


Fig 3.1.20. Esquema de un piezómetro a cuerda vibrante instalado en una perforación.

La deflexión del diafragma causa cambios en la tensión del alambre. Tales tensiones pueden apreciarse en el esquema de la figura 3.1.21 que es el principio de operación del sensor de alambres vibrantes en el cual un alambre de acero se sujeta por sus extremos y se tensa de manera que vibre a su frecuencia natural. Tal como en las cuerdas de un piano en las que la frecuencia de vibración varía con la tensión del alambre y con sus movimientos relativamente pequeños entre los dos extremos.

El alambre es punteado magnéticamente por una bobina cercana al punto medio del alambre, esta bobina o una segunda es empleada para medirla frecuencia de vibración. La bobina puede medir tales vibraciones por que estas producen que un voltaje alterno se induzca en la bobina. La señal de voltaje se transmite de la bobina a lo largo de un cable a un contador de frecuencias el cual mide el tiempo para un predeterminado número de ciclos de vibración. Con este contador de frecuencias y sus resultados se llevan a cabo correlaciones entre la frecuencia y deformación del alambre y finalmente entre frecuencia y presión que es lo que nos interesa.

Las mayores desventajas de este tipo de sensores son los errores causados por deflexiones no registradas (zero drift) y debido a la corrosión que sufre el alambre es por eso que la cámara debe ser hermética.

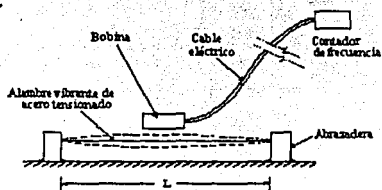


Fig 3.1.21. Esquema del principio de operación de un sensor a cuerda vibrante

Para solucionar el problema de cero registro, existen algunos piezómetros de este tipo con características que permiten su revisión in situ en los que la lectura cero en algunas veces, gracias a la calibración puede revisarse en cualquier momento, durante la vida del piezómetro.

En Noruega han surgido recientes evidencias con relación a la instalación de piezómetros de alambres vibrantes en rellenos compactados, en los que se muestra un cambio en las lecturas, cambios causados debido a que los esfuerzos totales actúan sobre el cuerpo del piezómetro. Este problema puede superarse desde la etapa de fabricación, elaborando el piezómetro dentro de un cilindro de paredes gruesas o dentro de un escudo que proteja al piezómetro del exterior, es decir, el piezómetro debe protegerse con una carcasa para evitar su posible daño una vez instalado en terraplenes, generalmente. Esto se debe a que la mayoría de estos piezómetros son instalados con el método de hincado.

Más debe tenerse en cuenta que cuando un piezómetro es empacado en estas carcasas, el filtro y la cavidad entre el filtro y diafragma debe ser meticulosamente saturado antes de su instalación, esto como medida de prevención de posibles obstrucciones en el filtro.

### PIEZÓMETRO DE RESISTENCIA ELÉCTRICA.

Dentro de este tipo de piezómetros existen dos tipos en los cuales los sensores tipo strain gage (calibradores de tensión) son empleados, estos son los siguientes:

- ❖ Resistencia eléctrica pegada.
- ❖ Resistencia eléctrica en postes.

Un calibrador de tensión (strain gage) del tipo de resistencia eléctrica es un conductor con la propiedad básica de que el cambio en el valor de la resistencia está en proporción directa al cambio de su longitud. La relación entre el cambio de resistencia  $\Delta R$  y el cambio de longitud  $\Delta L$  está dado por el factor de calibración FC, donde:

$$\frac{\Delta R}{R} = FC \frac{\Delta L}{L}$$

La presión de poro puede determinarse entonces gracias al cambio en la longitud de la resistencia que se lleva a cabo cuando la presión de poro deforma el diafragma situado en la parte intermedia entre el filtro y la cámara hermética (Ver fig 3.1.22)

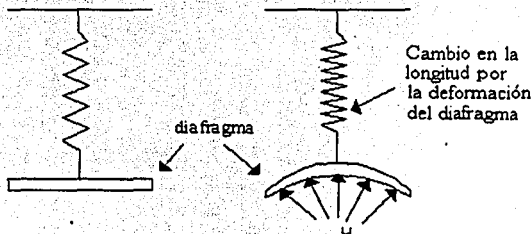


Fig 3.1.22 Principio de operación de un sensor de resistencia eléctrica.

Los calibradores de tensión de resistencia eléctrica pegada (Ver fig 3.1.23) consisten en un fino alambre fabricado de cobre-níquel o níquel-cromo enrollado pegado a un marco delgado y elástico de papel o plástico que a su vez está pegado a la estructura a monitorear.

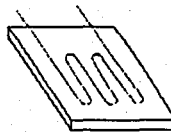


Fig 3.1.23. Esquema de un deformámetro eléctrico de resistencia eléctrica pegada.

Por otro lado los calibradores de tensión de resistencia eléctrica de postes, el alambre es enrollado alrededor de dos conjuntos de postes aislados, los cuales están ligados a la estructura a monitorear (Ver fig 3.1.24). Este dispositivo es menos robusto que el anterior descrito y fue desarrollado cuando las técnicas para su fabricación no eran muy confiables,

además con el advenimiento de cementantes para el pegado de los alambres a los marcos plásticos, el uso de strain gages de resistencia eléctrica de postes es menos usual.

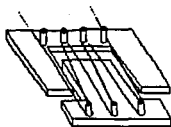


Fig 3.1.24. Esquema de un deformímetro eléctrico de resistencia eléctrica de postes.

La versión de sensores discontinuos fue inventada por Roy Carlson en 1928 y patentada por él mismo en 1936. esta contiene dos bobinas similares de alambre de acero-carbón de alta elasticidad cada una enrollada a dos postes en un arreglo tal que disminuye en longitud y resistencia eléctrica cuando ocurre la deformación mientras la otra aumenta tales parámetros.

La proporción de las dos resistencias es independiente de la temperatura y por lo tanto el cambio en la proporción de resistencia es una medida de la deformación. La resistencia total es independiente de la deformación desde que el cambio en la resistencia en una bobina es igual y de signo contrario al cambio de resistencia en la otra bobina obteniendo además una medida de la temperatura con la resistencia total.

Los principios de operación de los dos tipos de piezómetros de resistencia eléctrica pueden apreciarse en las figuras 3.1.25 y 3.1.26.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



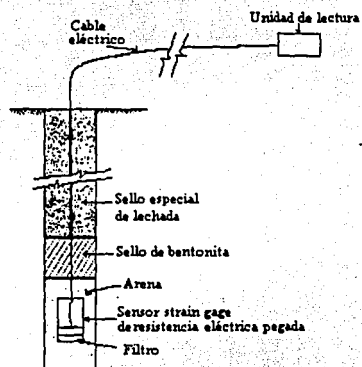


Fig 3.1.25. Esquema de un piezómetro de resistencia eléctrica pegada en una perforación.

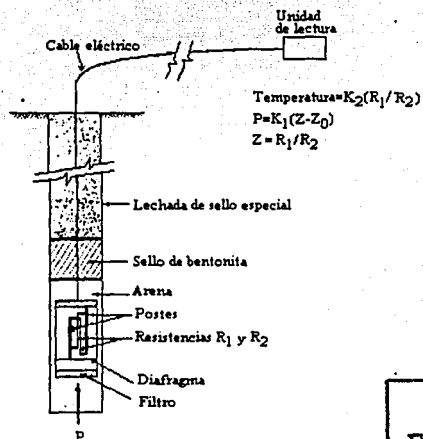


Fig 3.1.26. Esquema de un piezómetro de resistencia eléctrica de postes en una perforación.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Aún cuando los sensores de resistencia eléctrica de postes, altamente estables, están disponibles, su costo es muy alto y desafortunadamente la estabilidad a largo plazo de tales sensores es incierta o no muy confiable.

Los piezómetros de resistencia eléctrica pegada, pueden ser empacados dentro de carcasas y son usados principalmente para determinaciones in situ de propiedades de suelo. Estos piezómetros pueden dejarse también para medir la presión de poro tomando en cuenta las consideraciones esenciales antes descritas sobre el uso de las carcasas. Otro empleo de estos piezómetros es la elaboración de perfiles de la presión de poro, hincando el piezómetro por incrementos de profundidad, de suerte tal que se tiene que esperar a que la lectura se estabilice en cada incremento.

Una versión de este piezómetro de resistencia eléctrica pegada es el piezómetro BAT el cual se describe a continuación.

#### PIEZÓMETRO BAT DE ENVITECH.

Este piezómetro sigue el procedimiento de instalación por hincado, la descripción de este piezómetro nos da un ejemplo claro de la tendencia que existe en la instalación, esta es la de la automatización e instalación de transductores eléctricos e incluso electrónicos en los equipos.

Este piezómetro es el tipo BAT disponible por BAT Envitech, este piezómetro aloja un sensor o transductor del tipo strain gage el cual puede ser removido de la punta porosa para su servicio y recalibración, este único transductor puede ser usado por otros piezómetros del mismo tipo, uno a la vez. El bulbo o cabeza del piezómetro tiene una boquilla corta en su parte superior, sellada con un disco de hule. La punta es saturada y unida a un tubo galvanizado de 2.54 cm (1 ") de diámetro y como se ha dicho este se hinca en el suelo. La forma de medir la presión de poro es la siguiente, la unidad con el transductor se hace descender por el tubo y se acopla a la parte superior de la punta filtrante (boquilla), ahí una aguja hipodérmica en la base del transductor penetra el disco de hule creando una conexión hidráulica, lo que permite llevar a cabo las mediciones. Cuando la unidad del transductor y la aguja son retirados el disco genera un auto-sello, que permite realizar, posteriormente nuevas mediciones.

El arreglo de este dispositivo se muestra en la figura 3.1.27, los diseñadores (Tornstenson 1984) han reportado que el disco puede ser penetrado por la aguja cientos de veces sin perder sus características de auto-sello.

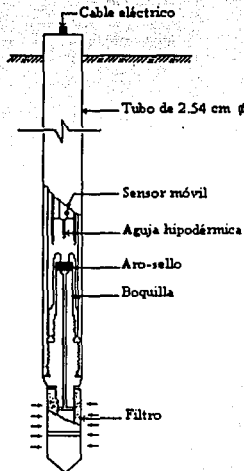


Fig. 3.1.27. Piezómetro BAT. Este piezómetro muestra una más de las posibles variantes que pueden tener actualmente los piezómetros debido a los sensores conocidos como strain gages.

Algo que no debe perderse de vista, es que cuando los piezómetros eléctricos son instalados en rellenos compactados, al igual que los piezómetros de alambres vibrantes, deben ser empacados en una fuerte carcasa de manera que no se produzcan cambios de lecturas debido a los esfuerzos totales actuando sobre el cuerpo del piezómetro.

La instalación de estos piezómetros como se pudo apreciar es del tipo que se emplea en los piezómetros abiertos hincados. (ver apartado 3.1.2).

Estos equipos así como los hidráulicos cerrados no son muy usados en el país por lo tanto no se abunda en cuanto a su instalación, estos aparatos no son muy usados en nuestro medio, debido a que los sistemas eléctricos son muy sensibles a la humedad y cambio de temperatura, por lo que para asegurar el éxito de una instalación se requiere tener muchos cuidados en el campo, la principal ventaja de estos dispositivos es que se pueden conectar a una unidad electrónica de registro automático, eliminando totalmente los errores debidos al ser humano.

### III.1.5. Piezómetros neumáticos.

En los piezómetros eléctricos, la presión de poro actúa sobre un diafragma que se deforma, deformación que sirve de elemento de medición.

A continuación se esquematiza en la figura 3.1.28, el principio de funcionamiento de un piezómetro neumático.

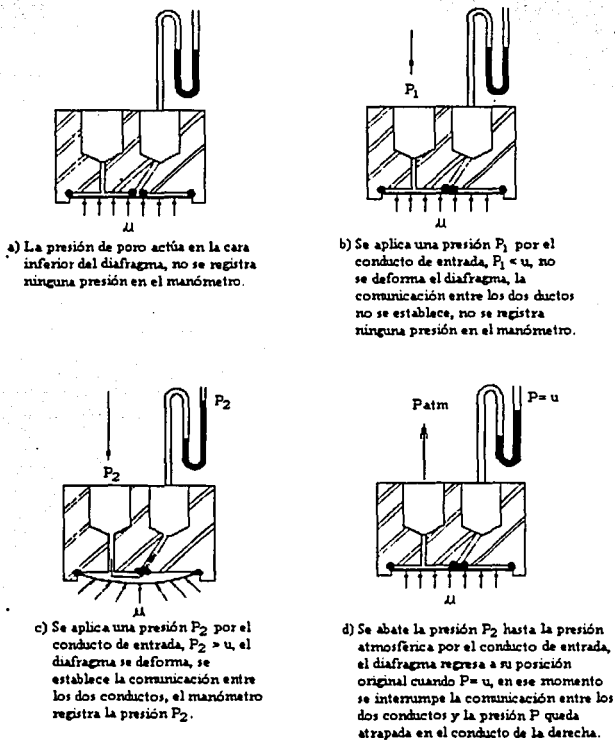


Fig. 3.1.28. Principio de funcionamiento del piezómetro neumático.

En los piezómetros neumáticos el diafragma se somete por arriba a una presión de aire que balancea la presión de poro. La sensibilidad del instrumento depende de la magnitud de la deformación del diafragma necesaria para balancear la presión de aire. Como el volumen de agua que se requiere para activar la membrana es muy reducido, su tiempo de respuesta es corto. Lo anterior hace que estos piezómetros sean particularmente adecuados para detectar los cambios de presión de poro provocados a consecuencia de un proceso constructivo.

Los piezómetros neumáticos se construyen generalmente de dos tipos. En ambos tipos dos tubos de aire conducen a una cámara situada detrás de un diafragma flexible. En los piezómetros a burbuja, el aire se introduce en el tubo de admisión a una presión que crece lentamente. Mientras la presión de aire es menor que la presión de poro, el diafragma mantiene cerrada la entrada al tubo de salida. Cuando la presión de aire iguala a la presión de poro, el diafragma se desplaza ligeramente y el aire escapa por el tubo de salida, el que descarga dentro de un recipiente lleno de agua. La aparición de burbujas de aire indica que la presión del agua es igual a la presión del aire inyectado en el tubo de admisión y medida por un manómetro.

En el segundo tipo de piezómetro, los tubos de admisión y salida normalmente se comunican entre sí por detrás del diafragma. Cuando se quiere realizar una observación, se aumenta lentamente la presión del aire en el tubo de admisión mientras se mantiene cerrado el de salida. Cuando la presión en la tubería alcanza a la presión de poro, el diafragma acciona una válvula que bloquea la fluencia de aire entre tubo de admisión y salida. La lectura de un manómetro instalado en la línea de salida proporciona el valor de la presión de poro (Ver fig 3.1.29).

Los piezómetros neumáticos eliminan la necesidad de desairear los tubos de agua y de proteger estos y a los manómetros de las heladas. Tampoco necesitan de un circuito eléctrico. Su tiempo de reacción es relativamente pequeño.

Piezómetros similares al de la figura 3.1.29, en los cuales se emplea aceite en vez de aire, también están disponibles, más estos no ofrecen ventaja alguna sobre los piezómetros neumáticos.

Algunos piezómetros neumáticos pueden ser usados para monitorear presiones de poro negativas, si se aplica vacío al tubo de salida. Actualmente existen diferentes tipos de transductores neumáticos, los cuales dependiendo si el circuito está normalmente cerrado o normalmente abierto cuando se aplica una presión externa al transductor. Dentro de los normalmente cerrados pueden a su vez subdividirse de acuerdo a si las lecturas se toman bajo una condición de flujo de aire o sin flujo de aire.

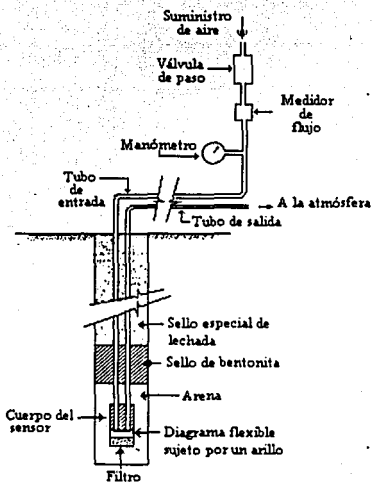


Fig. 3.1.29. Piezómetro neumático con sensor normalmente cerrado.

Existe un tipo de transductor normalmente abierto con uno o dos tubos plásticos adicionales conectados a la cavidad entre el filtro y el diafragma. La intención de agregar un tubo plástico más es la aparente reducción de los errores causados por el desplazamiento del diafragma y también para permitir la aplicación de presión de agua en este tubo para destapar el filtro si está obstruido. Si el nivel piezométrico está por debajo del fin del tubo adicional y el fin del tubo está tapado, un espacio de aire, generalmente existe sobre el agua en este tubo, así como el error causado por el desplazamiento del diafragma disminuye, pero se debilita la característica de una rápida respuesta. Si el nivel piezométrico está sobre el fin del tubo y este está tapado, el error causado por el desplazamiento del diafragma permanecerá. Si el fin del tubo no está tapado, el agua ascenderá en el tubo mientras se cierre su válvula al tomar la lectura, creando una lectura falsa, debido a la cabeza o columna de agua incrementada.

Por lo anterior la anexión de un tercer tubo parece inconveniente en cualquier caso. El intento de agregar un cuarto tubo y conectarlo a su cavidad aparentemente para permitir el desalojo de cualquier burbuja de aire acumulada en tal cavidad, así entonces minimizando el tiempo de respuesta y asegurando que la presión de poro más que la presión de aire sea medida en suelos parcialmente saturados. Como puede verse la inserción de un tubo más al

## EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

piezómetro agrega también las limitaciones de los sistemas hidráulicos cerrados. Por lo anterior se cree que es preferible usar piezómetros normalmente cerrados apropiadamente diseñados para solucionar los problemas generados por el excesivo desplazamiento del diafragma.

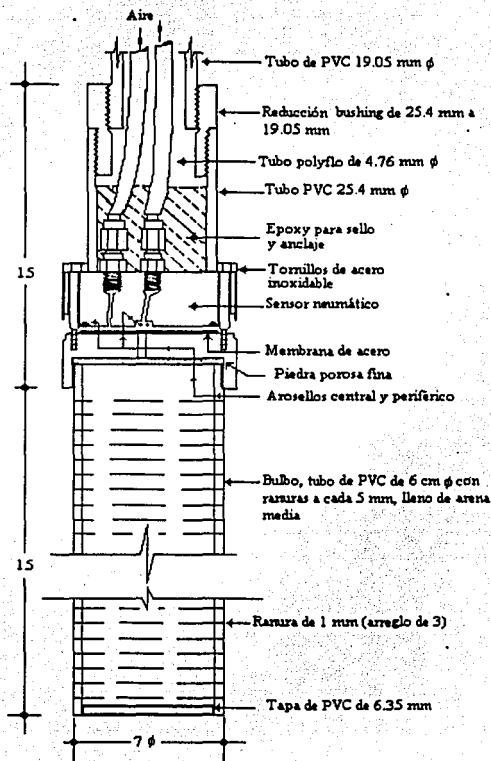
A continuación se presenta la descripción e instalación de un piezómetro convencional.

En la figura 3.1.30 se muestra un piezómetro neumático en el que su sensor está formado por dos piezas cilíndricas de acero inoxidable, unidas con 6 tornillos de 25.4 mm (1/4 ") de diámetro, ambas piezas aprisionan perimetralmente la membrana flexible de acero inoxidable de 0.051 mm (0.002 ") de espesor. Por debajo de la membrana se encuentra el bulbo perimetral de PVC y la piedra porosa fina; por arriba están los dos aro-sellos, el exterior que sella herméticamente a la membrana y el interior, más pequeño que sirve para controlar la operación del aire a presión.

El complemento del bulbo antes descrito, lo forman dos líneas de tubo flexible, una para inyectar el aire a presión y la otra de salida; finalmente un tubo de PVC de 19.05 mm (3/4"), de diámetro en cuyo extremo queda fijo el piezómetro neumático.

### INSTALACIÓN.

Una calibración previa debe llevarse a cabo en estos piezómetros, a una presión del doble de la operación, para lo cual se introducen en una cámara hermética llena de agua a presión, tal cámara tiene dos orificios para el paso de los tubos flexibles de inyección y salida de aire. La calibración consiste en aplicar una presión conocida el agua y medir la correspondiente en el piezómetro, en la figura 3.1.31 se muestra una curva de calibración típica, en la que puede apreciarse cierta distorsión para presiones menores de 1 kg/cm<sup>2</sup>, lo cual no es de suma importancia, por que la curva de calibración se repite. La precisión de la curva de calibración está condicionada a las sensibilidades del diafragma y del sistema de medición



Anotaciones en cm

Fig. 3.1.30. Piezómetro neumático.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

ESTA TESIS NO SALA  
DE LA BIBLIOTECA



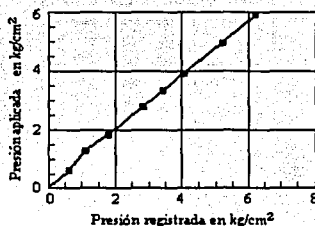


Fig. 3.1.31. Curva de calibración de un piezómetro neumático.

Una vez realizada la calibración estos piezómetros se instalan en perforaciones verticales, cuidando que el bulbo permeable se mantenga libre de lodo, y quede confinado en un filtro de arena limpia, para instalar los piezómetros neumáticos pueden seguirse las etapas de instalación de un piezómetro abierto instalado en una perforación previa, descritas anteriormente (ver apartado 3.1.2). Se debe poner especial cuidado en proteger con tapones los tubos flexibles de entrada y salida de aire, así como especificar en su parte superior cuál es de entrada y cuál de salida. Es de suma importancia considerar que cualquier partícula del tamaño de un grano de arena que penetre en los tubos de aire obstruirá el funcionamiento del piezómetro.

Estos piezómetros de igual forma pueden instalarse aprovechando un perfil estratigráfico obtenido con el cono eléctrico o bien, únicamente en el estrato permeable, cuya condición de subpresión pudiera poner en peligro la estabilidad de una excavación, ya que permitirían detectar cambios de presión en corto tiempo.

La adquisición de datos se lleva a cabo como se ha indicado anteriormente a base determinar la presión que ejerce la presión de poro al diafragma, y equilibrando tal presión valiéndose de un sistema de aire a presión controlada, identificado usualmente como consola de medición; la presión de poro como se ha dicho antes se mide a través de un manómetro conectado al tubo de salida. Actualmente gracias a los sistemas de adquisición de datos, la deformación que sufre el diafragma define impulsos eléctricos que son llevados a una unidad de salida o a una computadora, en la que a través de correlaciones matemáticas se define la deformación ejercida en el diafragma conociendo así también la presión de poro.

Los piezómetros neumáticos más usados en el país se muestran en las figuras 3.1.32 y 3.1.33

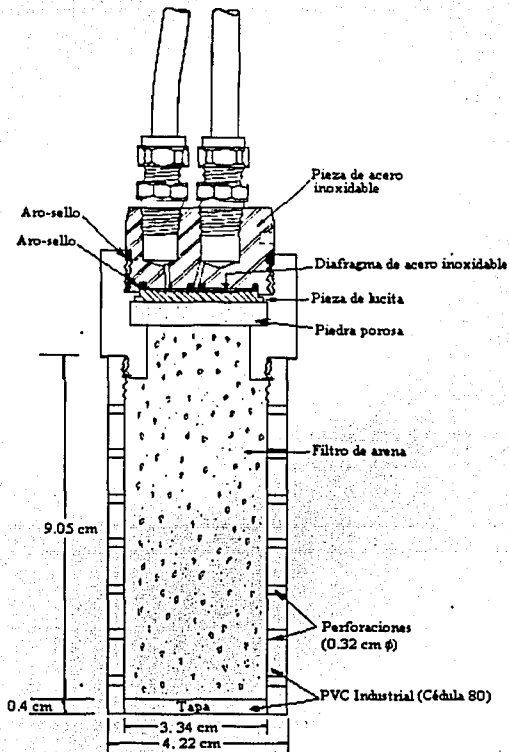
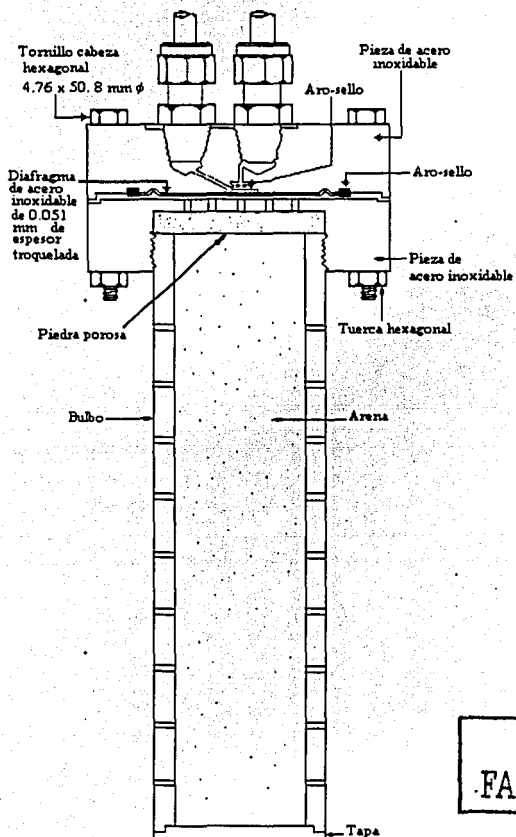


Fig. 3.1.32. Piezómetro neumático tipo CFE.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Fig. 3.1.33. Piezómetro neumático tipo Instituto de Ingeniería.

**PIEZÓMETROS MULTIPUNTOS.**

Actualmente se han venido desarrollando en Francia, Canadá y Suiza sistemas llamados piezómetros multipuntos, en tales sistemas varios piezómetros, incluso de diferentes tipos pueden ensamblarse con un empaque arriba y debajo de cada piezómetro, donde tales empaques sirven como sellos entre bulbos.

Aún cuando el costo inicial de tales sistemas es costoso, su uso puede resultar en ahorros sustanciales, asegurando con ellos que un proyecto ha sido diseñado con un conocimiento sumamente confiable de un perfil presión-profundidad. Sin embargo de los sistemas disponibles algunos se encuentran todavía en prueba en algunos aspectos.

**III.1.6. Elección del piezómetro.**

Se ha insistido en mencionar que la elección de un piezómetro debe contestar siempre a preguntas hechas previamente, y una vez contestadas siempre tratar de escoger el más simple de todos los que satisfacen las necesidades del problema, es decir que contestan a las preguntas elaboradas, ya que como se ha dicho a medida que se aumenta la complejidad del piezómetro se multiplica el costo y disminuyen las posibilidades de un funcionamiento óptimo.

Como se dijo al principio de este capítulo una de las principales características para el buen funcionamiento u óptimos resultados del piezómetro lo es el tiempo de respuesta del instrumento, es decir el tiempo que tarda en realizarse el flujo de agua del suelo al interior del dispositivo, en lo cual debe ponerse especial atención.

De forma teórica el tiempo de respuesta puede determinarse de la siguiente forma

$$T = \frac{V}{q}$$

$$V = \frac{\pi D^2}{4} H$$

$$q = \frac{2\pi LkH}{\ln \left[ \frac{L}{D} + 1 + \left( \frac{L}{D} \right)^2 \right]}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

En donde:

T= tiempo de respuesta

V= volumen de agua que debe movilizarse.

q= gasto de aportación de la cámara piezométrica.

D= diámetro de la cámara piezométrica.

H= carga

k= permeabilidad del suelo.

L= longitud de la cámara piezométrica.

Por otro lado de la figura 3.1.34 se puede deducir el orden de magnitud del tiempo necesario para obtener una respuesta del 90 % con distintos tipos de piezómetros. La significación que puede tener el retardo en la respuesta depende en gran parte de la naturaleza de las variaciones en la presión de poro anticipada. De acuerdo a la figura 3.1.34, el tiempo necesario para obtener una respuesta del 90 % con un piezómetro a tubo de elevación abierto en un suelo con un coeficiente de permeabilidad de  $10^{-7}$  cm/s es de unos 5 días. Sin embargo, el uso de un piezómetro Geonor puede resultar apropiado si el instrumento puede dejarse en posición durante varios días y la instalación tiene por propósito precisar la presión de poro en un depósito natural donde no se esperan variaciones importantes. Por el contrario, si se intenta un registro detallado de las condiciones piezométricas sobre una gran extensión insertando el instrumento en distintos lugares y esperando a que en cada lugar el tiempo necesario para alcanzar el equilibrio antes de pasar al siguiente, una demora mayor de unos pocos minutos resultaría intolerable y el instrumento el inadecuado. Más aún si la presión del agua en el punto de medición estuviese sujeta a fluctuaciones diarias, como puede ocurrir con el embalse de una presa para una casa de máquinas, un retardo hidrostático de tres días oscurece completamente las variaciones reales de la presión del agua y las observaciones no tienen valor alguno. Para obtener resultados satisfactorios bajo estas condiciones se necesita una instalación con un retardo no mayor de 30 a 60 minutos y de acuerdo con la fig 3.1.34, se necesitará un piezómetro hidráulico cerrado.

Indudablemente es necesario dar a las características de cada instalación una consideración cuidadosa. Para una elección adecuada del instrumento se necesita un conocimiento detallado de las condiciones del subsuelo y de la forma en que se produce el escurrecimiento del agua. Más aún, a menos que la instalación se realice con el máximo de cuidado y con una consideración inteligente de las condiciones del terreno, sin ajustarse ciegamente a reglas establecidas, aún los instrumentos más refinados pueden conducir a resultados totalmente erróneos o bien dejar de funcionar. Por todo lo anterior la instalación de piezómetros, si se exceptúan los suelos homogéneos y permeables, no puede ser delegada al personal sin experiencia sino que debe ser realizada o supervisada en todos sus pasos por una persona experimentada que aprecie el significado de todos los requerimientos necesarios para tener éxito.

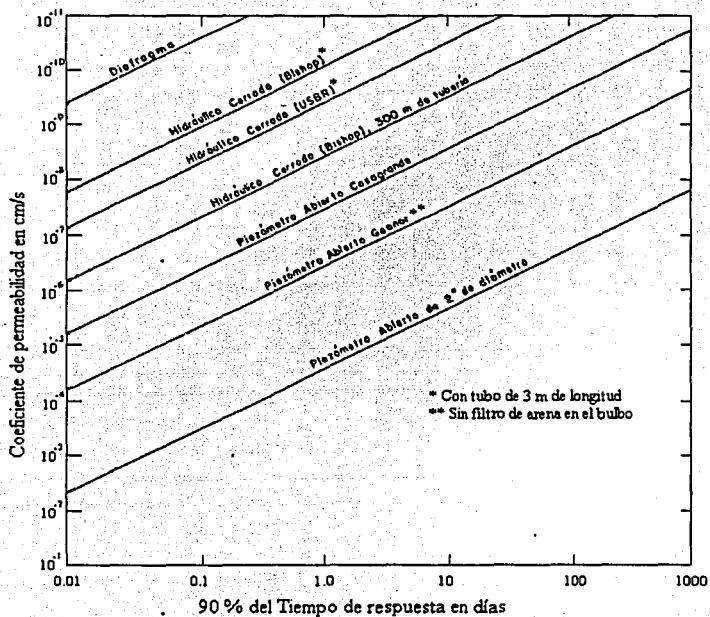


Fig. 3.1.34. Tiempos de respuesta aproximados para varios piezómetros.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### **III.2.1. Medición de empujes de suelo.**

La medición de los esfuerzos totales en el suelo puede hacerse con dispositivos llamados células o celdas de presión.

Existen dos tipos de celdas de presión, dependiendo de los objetivos a alcanzar con ellas, estas son:

- ❖ Celdas de presión embebidas en una masa de suelo.
- ❖ Celdas de presión de contacto.

Las primeras son empleadas para medir la presión en el interior de una masa de suelo y las segundas para medir las presiones de contacto en la frontera del suelo y un elemento estructural.

Las celdas embebidas son instaladas dentro de un relleno, por ejemplo para determinar la distribución, magnitud y dirección de esfuerzos totales en una presa de tierra, o un terraplén cubriendo una alcantarilla.

Por otra parte las celdas de contacto, pueden emplearse para la medición de las presiones sobre muros de retención, pilas, y bajo cimentaciones.

Dentro de las razones principales para el uso de celdas de presión, está el confirmar hipótesis de diseño, además de proveer información para futuros diseños. La mayoría de las celdas de presión están diseñadas para medir las variaciones de presión estáticas o lentas. Cuando son requeridas para estudios sísmicos o estudios a gran escala de cargas cíclicas o dinámicas, las celdas deben diseñarse para tener un rápido tiempo de respuesta.

### **III.2.2 Celdas de presión embebidas.**

Cuando las celdas de presión se utilizan para medir la presión interior de una masa de suelo, se debe satisfacer la condición adicional de que su presencia no ejerza una influencia acentuada sobre el estado de esfuerzos del suelo.

Los intentos para medir los esfuerzos totales en una masa de suelo esta plagada de errores resultado de una pobre adaptación de la celda; ya que debido a la presencia misma de la celda así como del método de instalación, se crean cambios significativos en el estado de esfuerzos en el suelo.

## EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

---

Resulta difícil y costoso determinar el módulo de elasticidad de una celda e igualarlo a aquél donde se instalará la celda, así como determinar la densidad del suelo o roca circundante a la celda.

De igual forma es difícil y costoso ejecutar una calibración confiable en laboratorio que determine la respuesta de la celda o el factor de calibración. Por lo tanto es generalmente imposible medir con gran exactitud los esfuerzos totales con uno de estos dispositivos.

Existen fundamentalmente dos tipos básicos de celdas de presión embebidas, estas son:

- ❖ Celdas de diafragma.
- ❖ Celdas hidráulicas.

En las celdas tipo diafragma (Ver fig 3.2.1.a.), una membrana rígida circular es soportada totalmente por un anillo de borde rígido, donde la membrana es deformada por la presión externa del suelo. La deformación es registrada por calibradores de tensión de dos tipos, de resistencia eléctrica pegada o bien sensores tipo alambre vibrante. (Ver apartado III.1.4)

El sensor de alambre vibrante es generalmente montado sobre dos postes colocados en los puntos de contraflexión del diafragma, magnificando la tensión y creando una sensibilidad adecuada.

Una celda diafragma puede tener una o dos caras activas independientes, en última instancia las dos mediciones independientes proveen una revisión importante de la instalación, en particular si ambas caras están en contacto con suelo con las mismas o similares condiciones.

Las celdas hidráulicas (Ver fig 3.2.1.b) por otro lado consisten en dos placas de acero circulares o rectangulares soldadas a su periferia, en su interior hay un líquido llenando la cavidad entre las placas, las celdas tienen un tubo de acero de alta presión conectado, el cual conduce a un sensor de presión. Los esfuerzos del suelo actúan en una o las dos caras de la celda igualando una presión interna en el líquido la cual se lee con el sensor del tipo strain gage de resistencia eléctrica o de alambre vibrante.

Es muy importante que la celda sea llenada con líquido (agua, aceite o glicol) desaireado y que no se formen y queden atrapadas burbujas dentro de la cavidad, cuando se llene la celda.



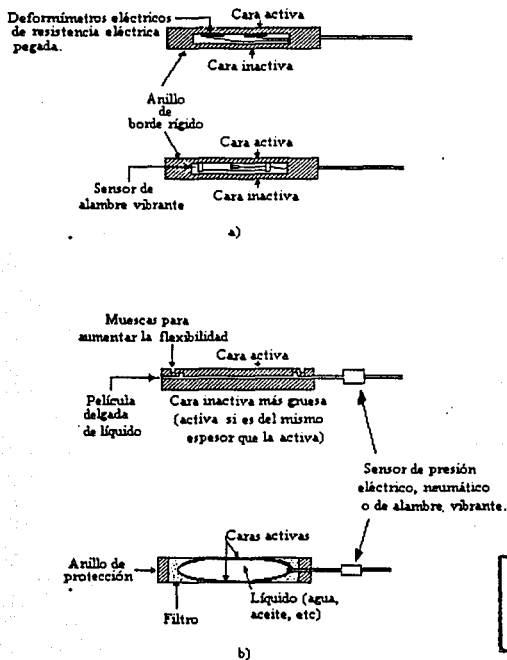


Figura. 3.2.1. Tipos básicos de celdas de presión embebidas. a) De Diafragma. b) Hidráulicas.

### TAMAÑO DE LAS CELDAS.

El diámetro típico disponible de las celdas para su uso en campo es de 23 a 30 cm. Existen celdas pequeñas con diámetros de 5 a 7.5 cm, más no son recomendables para su uso en campo ya que por su tamaño son más propensas a generar errores que las celdas más grandes.

Aún cuando existen celdas de diámetros de 1 a 1.2 m y aún cuando pueden proveer mediciones del promedio de esfuerzos sobre una gran área y ser más seguras que las celdas

TESIS O  
FALLA DE ORIGEN

de tamaño convencional, aquellas son más costosas y complicadas de instalar, además es muy difícil crear un lecho uniforme sobre tan grandes áreas.

Las celdas tienen sus caras activas delgadas y anillos de protección, generalmente para que no sean dañadas por esfuerzos radiales, la cavidad de líquido desaireado es usualmente de 9.5 mm de ancho. Algunos estudios realizados (Alberro y Borbón 1985), en la presa Chicoasén en México, donde se instalaron celdas de diferentes tamaños han mostrado que los esfuerzos medidos disminuyen con el incremento de tamaño de la celda.



Figura 3.2.2 Celda de presión hidráulica llenada con aceite desaireado. Geokon.

#### CALIBRACIONES DE LABORATORIO.

Cada celda debe ser calibrada bajo una presión del fluido que se vaya a emplear, para asegurarse que funciona correctamente y no hay fugas. Algunos fabricantes proveen tablas de calibración basadas en presiones confinantes alrededor de la celda con agua o aire.

Se han creado también algunas cámaras de calibración, las cuales se construyen de placas de metal, goma y madera laminada, estas cámaras se ensamblan como se aprecia en la fig 3.2.3.

Se han creado algunas otras cámaras como la de Hadala en 1967, usada por el U. S. Army Corps of Engineers que funciona para calibrar celdas de 5 cm de diámetro, hasta celdas de 23 a 30 cm de diámetro, empleando arena y arcilla para su calibración. En México en los laboratorios experimentales de la Comisión Federal de Electricidad se ha construido un extenso laboratorio donde se prueba la respuesta de celdas embebidas a cargas aplicadas. El diámetro de la cámara de prueba es de 3 m y la altura es de 3.18 m. Se han hecho calibraciones preliminares en arena y pruebas adicionales para examinar los efectos de su instalación, geometría y dimensiones de la celda, así como su orientación y localización dentro de la cámara.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

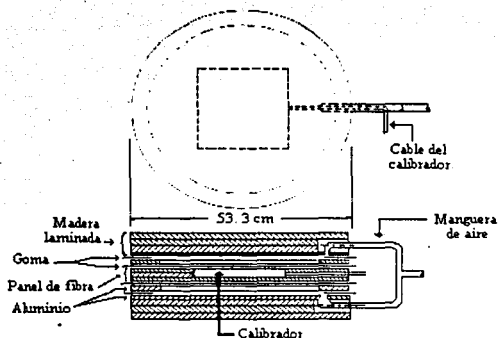


Figura. 3.2.3. Integración de una cámara de calibración para celdas de presión.

### EFFECTOS DEBIDOS A LA INSTALACIÓN.

Los procedimientos aceptados para la instalación involucran compactación con equipo pesado, instalación de las celdas en zanjas excavadas y relleno alrededor y sobre las celdas por métodos manuales o con máquinas ligeras. Existe entonces una alta probabilidad de que las celdas estén rodeadas de una zona de suelo de alta compresibilidad mayor a la del resto del relleno y de que esfuerzos impuestos sean por lo tanto redistribuidos por arqueo y que se generen registros no confiables.

Debido a intensos estudios llevados a cabo de acuerdo a los efectos debidos a la instalación se ha llegado a concluir que, (Dunncliff 1988) aunque el procedimiento convencional de instalación (descrito más adelante), usualmente advierte daño a las celdas, debe llevarse a cabo más investigación del comportamiento de las celdas embebidas con el fin de mejorar tal procedimiento de instalación dentro de rellenos compactados. Hay una necesidad de desarrollar un método controlado de compactación de campo alrededor de las celdas con el fin de evitar su posible deterioro.

Otra observación que se hace es la relativa al efecto de colocar un lecho no uniforme lo que guía a una recomendación para la elección del tipo de celdas. Las celdas diafragma son diseñadas y calibradas para una carga uniformemente distribuida sobre las caras activas de la celda, por lo que cargas puntuales, no uniformidades de esfuerzo o arqueo causarán errores significativos. Las celdas hidráulicas están sujetas también a errores pero en menor medida que las diafragma.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Por lo anterior la mejor elección parece ser una celda hidráulica plana con una cara activa gruesa, preferiblemente con muescas para aumentar su flexibilidad y una película delgada de líquido en su cavidad.

Se concluye finalmente que existen muchos factores que afectan las mediciones con celdas embebidas por lo que se cree que tales mediciones no pueden ejecutarse con gran exactitud por lo que debe generarse mayor investigación sobre este tipo de celdas.

### INSTALACIÓN DE CELDAS DE PRESIÓN EMBEBIDAS.

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas en un reporte en 1981, recomienda el siguiente procedimiento para la instalación de celdas de presión embebidas.

Una excavación para acomodar un grupo de 5 celdas como en la figura 3.2.4, debe tener las siguientes dimensiones mínimas  $4 \times 4 \times 2$  m de profundidad, con taludes laterales, no mayores a 1:5. la base de la excavación debe compactarse y nivelarse. Cada celda debe instalarse en pequeñas cavidades del doble de tamaño de cada celda en la base de la excavación.

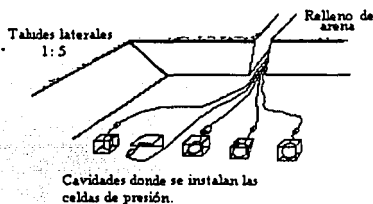


Figura 3.2.4. Disposición típica de celdas de presión embebidas.

Las cavidades deben estar separadas cada una a un metro de distancia. La localización de las celdas debe marcarse para su futura identificación. Las cavidades deben cavarse a mano y moldearse cuidadosamente. Las rocas protuberantes deben removerse y los huecos que dejan deberán rellenarse con suelo compactado libre de rocas. Cada celda debe situarse en su cavidad y revisarse de su correcto funcionamiento, alineación y nivelación. La excavación debe rellenarse de ser posible con el mismo suelo de la excavación, libre de rocas con el mismo contenido de agua y densidad que el suelo circundante.

Deben colocarse y compactarse tres capas de 10 a 20 cm con equipo manual antes de completar el relleno y compactarlo con un equipo mecánico ligero. Deben evitarse rodillos vibratorios hasta al menos completar los 2 m de relleno.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Cuando se instalan celdas en rellenos de roca, cada cavidad de igual forma debe ser el doble del tamaño de cada celda, pero su primer relleno debe ser meticulosamente compactado con material de tamaño progresivo del menor a mayor, de manera que el suelo en contacto con la celda tenga un tamaño de granos menor a 5 mm.

En algunos casos se han instalado celdas montadas en medio de una placa de acero o concreto enrasadas por ambas caras, como se aprecia en la figura 3.2.5.

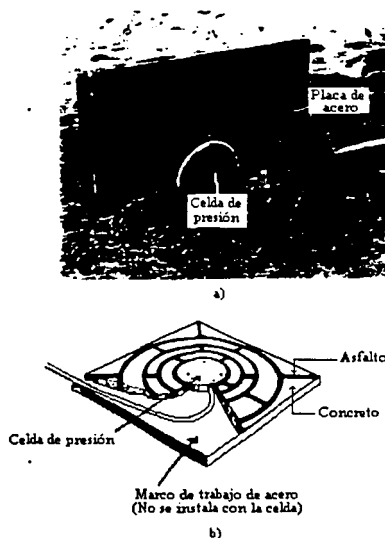


Figura 3.2.5. Celda de presión tipo diafragma montada: a) en una placa de acero, y b) en una placa segmentada de concreto.

La placa segmentada de concreto genera flexibilidad y la mejor posible adaptación con la superficie preparada del relleno, ambas inmediatamente después de su instalación y cuando pasa el equipo de compactación sobre la placa. El diámetro de proporción de espesor aumenta a 15 y se pretende que debido a los efectos de los bordes de la placa más que de la celda, el esfuerzo sobre la celda será más uniforme y representativo de las condiciones libres de campo.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Desgraciadamente aún cuando existen tales métodos de instalación que han arrojado buenos resultados, como se dijo antes, aún falta realizar investigación sobre tales dispositivos para reducir los errores que aún persisten.

### ***III.2.3. Celdas de presión de contacto.***

La medición de los empujes de suelo para determinar la magnitud y distribución de las presiones de contacto entre suelo y elementos estructurales, tiene los siguientes objetivos:

- ❖ Verificar o mejorar las bases de proyecto, y
- ❖ Determinar la magnitud y distribución de las tensiones que se desarrollan en las masas de suelo, como en las sub-rasantes de pavimentos.

Pueden también emplearse para generar información sobre las cargas que soportan los miembros individuales de apuntalamientos temporarios o permanentes que sostiene el suelo durante o después de la construcción, pero debido al crecimiento que ha tenido la instrumentación en Geotecnia, esto mas bien se ha considerado como tarea de las celdas de carga las cuales se describen en el próximo apartado de este trabajo.

Los intentos para medir las presiones de contacto contra las caras planas de estructuras de concreto, se realizaban utilizando celdas de presión embebidas en el concreto, de tal modo que la superficie de contacto entre suelo y celda estuviese enrasada con la superficie plana del concreto. Los resultados podían ser engañosos debido a errores provenientes de las imperfecciones propias de las celdas de presión también derivados del pequeño tamaño de las celdas y del área de contacto entre suelo y celda. Los errores asociados con las imperfecciones de las celdas, podían evitarse con una instalación adecuadamente proyectada, en cambio aquellos debidos a la pequeña área de contacto resultaban tan grandes como para necesitar otro sistema de medición, como aislar una parte grande de la estructura y medir la carga total que actuaba sobre la misma.

Como la cara de contacto entre suelo y celda está a ras con la cara externa del concreto y la celda no está totalmente embebida en concreto su forma no tiene importancia. Sin embargo cualquier desplazamiento de la cara de contacto entre la celda y suelo cambia la presión en dicha cara. El error se torna excesivo si la relación entre desplazamiento y diámetro excede aproximadamente de 1/1000. Las primeras celdas consistían en cajas circulares chatas, llenas con un líquido cuyas caras de contacto estaban formadas por una membrana flexible. La presión en el líquido se medía utilizando un manómetro ordinario. Aún cuando la deformación absoluta de la membrana era pequeña, resultaba suficientemente grande como para causar un importante cambio de presión. Por otro lado, las celdas eran extremadamente sensibles a los cambios de temperatura.

La siguiente fase en el desarrollo de las celdas de presión puede representarse por la celda Goldbeck (Ver fig 3.2.6) que consiste de una caja circular de 13.72 cm (5.4") de diámetro y 3.81 cm (1.5") de espesor. El área de contacto con el suelo es de 64.52 cm<sup>2</sup> (10 in<sup>2</sup>). En este dispositivo, la cara de contacto está soportada en su centro por un botón metálico de contacto. Detrás del resto de la cara de contacto existe una cámara en la cual se puede hacer penetrar aire bajo presión. Cuando la presión de aire dentro de la cámara resulta suficiente para balancear la presión externa en la cara de contacto, está se desplaza y se corta el circuito eléctrico que hace el botón de contacto. Tales cortes se indican por una luz eléctrica que se apaga o por una caída en la lectura de un amperímetro.

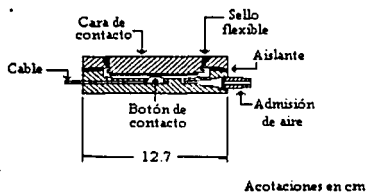


Figura 3.2.6. Celda de presión Goldbeck.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Aún cuando la celda Goldbeck representó un gran adelanto sobre las anteriores, posee varias desventajas siendo la más importante el movimiento hacia fuera de la superficie de contacto, necesaria para interrumpir el circuito eléctrico. Por ello la presión indicada a través de las células Goldbeck fue 80 % en exceso de la carga determinada con otros métodos. En muchos casos la interrupción del circuito eléctrico no se define en forma aguda sino que se produce como una disminución gradual de la corriente dentro de un intervalo grande de presión. La condensación de agua proveniente del aire comprimido o de otras fuentes comúnmente falsea los puntos de contacto y torna a la celda inoperable. Para evitar estas dificultades se intentaron varias modificaciones, pero como los resultados no fueron muy felices, se han buscado nuevas aproximaciones al problema.

En celdas mejoradas, en contraste con las de tipo Goldbeck, las lecturas se pueden hacer sin producir antes un desplazamiento por medios artificiales y las deformaciones de la cara de contacto son muy pequeñas. Los registros respecto a la confianza a largo plazo en la respuesta de la mayoría de las celdas colocadas en obra han sido en cambio más bien insatisfactorios. Entre aquellas que han demostrado ofrecer una respuesta confiable a un alto grado están la celda Carlson, la celda Waterways Experiment Station y la celda a cuerda vibrante.

La celda Carlson (Ver fig 3.2.7), está esencialmente formada de dos placas chatas de acero de 17.78 cm (7 ") de diámetro separadas por una película de mercurio de

### EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

aproximadamente 0.51 mm (0.02") de espesor. La carga aplicada contra las chapas de acero produce una presión en el mercurio. La parte central de la chapa superior de acero tiene un espesor reducido de modo que actúa como un diafragma relativamente flexible que se deforma hacia arriba debido al aumento de la presión del mercurio y actúa sobre un medidor de deformación Carlson, que es un strain gage de resistencia eléctrica pegada descrito en el apartado III.1.4. Cabe mencionar que los cambios de tensión causan un cambio en la relación entre las resistencias eléctricas, que como se dijo es un cambio o deformación en el diafragma, y por tanto de la presión de contacto contra la célula, es muy interesante hacer notar que un cambio de temperatura aumenta o disminuye la tensión en los alambres de las bobinas en la misma cantidad y en consecuencia no ejerce ningún efecto sobre la relación mencionada. Todo el medidor de deformación está colocado dentro de un vástago y puede leerse por medios eléctricos desde un punto distante. La exactitud de las lecturas puede ser influida por los cambios de resistencia de los cables de conexión.

El módulo efectivo de elasticidad de la celda Carlson es casi igual al del concreto ( $14000\sqrt{f'c}$  en  $\text{kg/cm}^2$ ). Por ello los errores debidos a la deformación de la superficie de contacto no son importantes. La capacidad de las celdas Carlson varía entre unos 300 y 50,000 kg. Para una instalación dada, debe seleccionarse una celda que tenga la menor capacidad factible, sin que llegue a ser sobrecargada, a fin de obtener la mayor sensibilidad posible. La sensibilidad es aproximadamente igual al 1% de la capacidad.

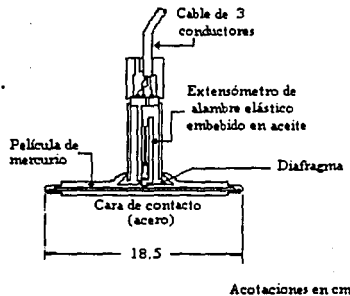


Figura 3.2.7. Celda de presión Carlson.

La celda Waterways Experiment Station (WES) (Ver fig 3.2.8) es similar en principio a la célula tipo Carlson, excepto que la deformación del diafragma que constituye la superficie de contacto se mide por medio de extensómetros eléctricos adheridos al interior del diafragma. El circuito eléctrico elimina la posibilidad de error debido a un cambio de resistencia en los cables de conexión, pero la tendencia a la fluencia lenta del cemento

TEXAS COM  
FALLA DE ORIGEN



utilizado para pegar los extensómetros eléctricos al diafragma puede conducir a la inestabilidad.

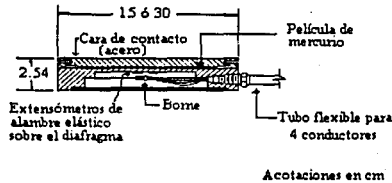


Figura 3.2.8. Celda de presión Waterways Experiment Station (WES).

La celda de cuerda vibrante opera sobre el principio descrito anteriormente en el apartado III.1.4 en que la deformación del diafragma modifica la tensión en un alambre o cuerda y que ello causa un cambio en la frecuencia de vibración natural del alambre o cuerda. El comportamiento a largo plazo de tales celdas ha sido muy satisfactorio. La celda que se muestra en la figura 3.2.9, se construyó para medir la presión de contacto contra la cara de un tablaestacado metálico. La calibración de la celda no fue dañada por las vibraciones producidas por la hincada de las tablaestacas.

En resumen las celdas de presión de alambre vibrante son las que han arrojado mejores resultados, sin embargo, algunas celdas de presión embebidas pueden utilizarse como celdas de contacto con las siguientes dos excepciones:

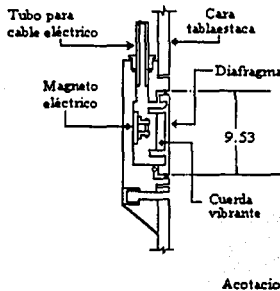


Figura 3.2.9. Celda de presión a cuerda vibrante.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

## EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

- 1) Una celda hidráulica con una delgada cara activa no es recomendable, por que no es posible instalar este tipo de celdas completamente a ras con la superficie de la estructura. Su rigidez es muy baja y también es sensible a los cambios de temperatura que ocurren frecuentemente en la zona de contacto de las celdas.
- 2) Una celda diafragma con una sola cara activa no es muy recomendable, ya que algunas pruebas que se le han hecho, han demostrado que las mediciones en la cara exterior están sujetas a errores significativos causados por cargas asimétricas.

Cuando se instale una celda hidráulica para medir el esfuerzo de contacto entre suelo y concreto, hay una posibilidad de que la celda se separe del concreto, ya que al elevarse la temperatura cuando se cura el concreto, el líquido en la celda se expande por lo que es preferible colocar una placa de acero de 13 mm contra el concreto, con lo cual se evita el problema antes mencionado.

### INSTALACIÓN.

Las celdas de presión de contacto son comúnmente instaladas entre los siguientes materiales:

- ❖ Entre suelo y concreto.
- ❖ Entre suelo y acero.
- ❖ Entre suelo y roca.
- ❖ Entre roca y concreto.

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM, por sus siglas en inglés), indica que cuando se instalen celdas entre suelo y concreto puede seguirse uno de los tres métodos siguientes:

- 1) Unidas al esqueleto de la estructura antes de colocar el concreto.
- 2) Sujetas a la estructura después de colocado el concreto, pero antes de rellenar (con suelo).
- 3) Embebida en el suelo una distancia un tanto alejada de la estructura.

De acuerdo con Dunicliff 1988, lo más conveniente es que la celda este absolutamente a ras con el elemento estructural, por lo que el método más recomendable es el primero. La celda puede algunas veces instalarse también durante la colocación del concreto con un ligero refuerzo sobre la cara no sensible o bien la celda puede fijarse con pernos. La cara no sensible de la celda debe limpiarse y desengrasarse, para asegurar un buen contacto entre la celda y el concreto. Debe tratar de emplearse un anillo de material suave como sello de 2.5 mm de espesor alrededor de los bordes de la celda para prevenir manchas y contaminación en el concreto, y en la cara exterior de la celda y para evitar la influencia de esfuerzos que puedan actuar sobre los bordes de la celda cuando se cura el concreto. No debe permitirse que los vibradores de concreto toquen la celda. En casos que

la celda no pueda instalarse de tal forma puede hacerse un hueco en el concreto, en el cual se debe embeber la celda.

Cuando se piensa que la celda pueda ser dañada debido a la colocación del concreto, cada celda puede ser colada en un bloque de concreto. La cara sensible de la celda debe estar totalmente a ras con la cara del bloque, el cual estará en contacto con el suelo. Es esencial que el bloque no sea colado más de 24/48 horas bajo el vaciado de concreto, de otra forma la exactitud se verá reducida debido a una pobre adaptación. Si las celdas son instaladas contra una superficie horizontal de suelo, por ejemplo, en la base de una losa de cimentación o una zapata corrida, es mejor usar un bloque sobre toda la celda y colarla en un lugar donde se asegure un buen contacto con el suelo. Para un bloque común para una celda de 23 cm de diámetro con el sensor en el tubo emergiendo del borde, se recomienda las siguientes medidas. (60x30x7.6 cm).

Cuando sea posible, no debe permitirse granos de suelo mayor a 5 mm estén en contacto con la celda y si es necesario una capa delgada de lechada o material de grano fino debe colocarse contra la cara de la celda.

Fundamentalmente la instalación de este tipo de celdas lo que debe perseguir es que la cara sensible de la celda este completa y absolutamente a ras con el elemento estructural, por ejemplo para la instalación entre suelo y acero la celda debe montarse de manera que su cara sensible como se ha insistido esté a ras con la superficie de la estructura de acero. Si se hace un agujero en la estructura, la celda debe unirse a los pernos, soldada por su parte posterior y cualquier irregularidad en la cara frontal debe ser alisada con un material de relleno conveniente, como por ejemplo resina epóxica.

Para ampliar la información respecto a la instalación de celdas de presión de contacto, se puede consultar Dunicliff 1988.

### **III.3.1. Medición de carga y deformación en miembros estructurales.**

En este apartado se hablará sobre los instrumentos que se emplean para medir la carga en los elementos estructurales, denominados celdas de carga y aquellos para medir deformaciones en los mismos, denominados strain gages, cabe mencionar que la traducción literal de este término sería calibradores de tensión o deformación, más los strain gages son toda una gama de dispositivos eléctricos empleados para medir la deformación de un elemento; en este trabajo al referirse a los strain gages se les llamará medidores de deformación o deformímetros eléctricos. Ya se ha hablado de algunos de estos como son los strain gages de cuerda vibrante, de resistencia eléctrica pegada y de postes, más existen otros de los cuales se hablará en su oportunidad.

Ya sea en celdas de carga o medidores de deformación los sensores o transductores son usados para medir pequeñas tensiones y compresiones fundamentalmente.

Las celdas de carga algunas veces llamados dinamómetros son interpuestas en la estructura de manera que las fuerzas en la estructura pasen a través de la celda. Las celdas de carga se emplean en pruebas de carga de pilas, columnas en perforaciones, anclajes y monitoreo a largo plazo de anclajes. También son usadas para monitoreos temporales y permanentes de carga en cables de preesfuerzo y en soportes para excavaciones subterráneas, por ejemplo bajo postes verticales de acero o madera.

Por otra parte los medidores de deformación son unidos directamente a la superficie de la estructura o bien embebidas dentro de la estructura para medir las tensiones o compresiones en la estructura.

Los medidores de deformación se emplean donde las celdas de carga no pueden interponerse en la estructura por razones de geometría, capacidad o economía y donde la carga o esfuerzos no pueden ser calculados con la exactitud adecuada por el solo conocimiento de la relación, entre esfuerzo y deformación. Los medidores de deformación se emplean por ejemplo para determinar los esfuerzos o cargas, temporales o permanentes en puntales empleados en excavaciones, en anclajes, elementos de puentes, túneles, muros de retención, etc.

### **III.3.2 Celdas de carga.**

Los principales tipos de celdas de carga pueden clasificarse como sigue:

- ❖ Mecánicas.
- ❖ Testigo.

- ❖ Hidráulicas.
- ❖ Resistencia eléctrica.
- ❖ Alambre vibrante.
- ❖ Foto-elásticas.
- ❖ Gato hidráulico.
- ❖ Cable de medidor de tensiones.

#### Celdas de carga mecánicas.

Las celdas de carga mecánicas usualmente contienen un sistema de palanca de torsión o un resorte helicoidal elástico, el cual es deformado durante la aplicación de la carga.

La deformación se detecta a través de un indicador de marcado y calibrado a la carga. La compresión de cuatro puntos alrededor de un cilindro es amplificada, acumulada y ligada a un único indicador de marcado dentro del cilindro

El arreglo menos exacto de resorte helicoidal está disponible en una celda de centro hueco y es denominada generalmente celda de carga de disco. Dicha celda fue diseñada principalmente para su uso en anclas para estabilización de taludes.

Un arreglo de medición de carga mecánica algunas veces se refiere a una celda de carga testigo, la cual entonces se cataloga como un medidor de deformación mecánico, los cuales se verán más adelante.

#### Celdas de carga hidráulicas.

Una celda de carga hidráulica (Ver fig 3.3.1) consiste de una cámara plana llena de líquido conectada a un sensor de presión. Los bordes de la celda tienen pegado un sello de metal-goma o una junta soldada. Un agujero central permite usarla con torones o anclas.

El sensor puede ser desde un manómetro Bourdon (que permita ser leído), hasta un sensor neumático o eléctrico. Un buen diseño de estos últimos debe tener cierta insensibilidad a los cambios de temperatura particularmente cuando se instale en un sistema no rígido, como un toron. Algunas de las celdas que emplean un manómetro Bourdon pueden fácilmente leerse con binoculares a 100 m de distancia.

Desde que una celda muestra flexibilidad, debe montarse entre placas rígidas de carga, por ejemplo con torones deben emplearse placas espesas de carga debido a que muestran excesiva flexibilidad. En la figura 3.3.1 se muestran los cojinetes o tapetes de carga de la celda, los cuales corrigen cualquier contacto asimétrico entre la celda y las placas de carga. Los cojinetes de carga pueden fabricarse de losas de vinil lisas.

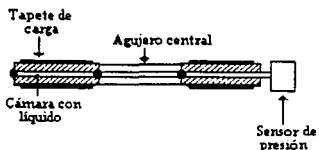


Figura 3.3.1. Celda de carga hidráulica.

### Celdas de carga de resistencia eléctrica.

Estas celdas consisten en un cilindro de acero o aleación de aluminio, con medidores de deformación de resistencia eléctrica pegada en la periferia externa del cilindro en su sección media como se puede ver en la figura 3.3.2. Varios medidores de deformación son empleados a intervalos regulares alrededor de la periferia del cilindro, la mitad de ellos están orientados a medir deformaciones tangenciales y la otra mitad para medir deformaciones axiales. Tales medidores están conectados para formar una red completa de puentes, con lo que se integran las salidas individuales de cada medidor de deformación para reducir errores que resultan de caras desalineadas o excéntricas. En situaciones críticas los medidores pueden duplicarse para proveer dos redes de puentes, una con la función de servir de respaldo.

Como configuraciones alternas a las celdas antes descritas están los medidores pegados dentro de perforaciones realizadas a través del cilindro en su sección media. Otros arreglos consisten también en tres o más cilindros calibrados montados entre dos placas de acero, permitiendo que la altura de la celda se reduzca.

Algo que no debe permitirse bajo ninguna circunstancia es adquirir celdas de carga de resistencia eléctrica que no sean a prueba de agua, es decir, los medidores de deformación deben a toda costa estar protegidos de daño debido al efecto de la presencia de agua, por lo que deben estar sellados en sus bordes con aro-sellos y llenados con compuestos a prueba de agua.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

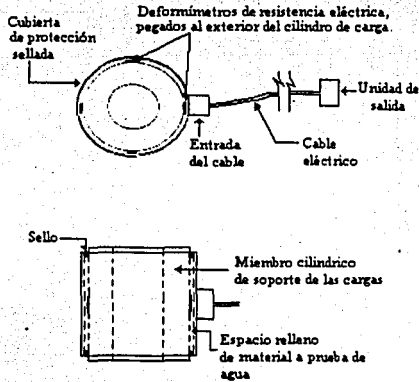


Figura 3.3.2. Esquema de una celda de carga de resistencia eléctrica.

### Celdas de carga de alambre vibrante.

En la mayoría de las celdas de carga de alambre vibrante, la deformación del miembro de carga se mide usando tres o más sensores de alambre vibrante y las salidas de cada sensor debe medirse por separado para después promediarse.

En el mercado existen celdas de este tipo con o sin el agujero central característico de las celdas de carga, pero el arreglo es similar al de las celdas de carga de resistencia eléctrica.

En los años 1980's se desarrollaron celdas de carga para ligarlos permanentemente a las anclas empleadas en la estabilización de taludes, estas celdas contenían un solo sensor de alambre vibrante.

El dispositivo de Telemac que se aprecia en la figura 3.3.3, se atornilla por el usuario en el perno de anclaje cerca de la superficie. La celda es un cilindro con un gran agujero, diseñado para usarse con tales pernos de anclaje.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

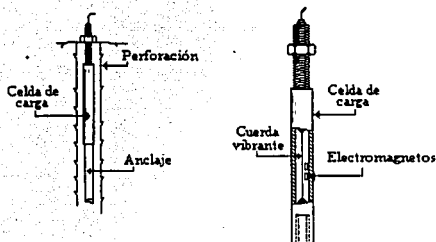


Figura 3.3.3. Celda de carga de alambre vibrante ligada a una ancla.

#### Celda de carga fotoelástica.

La celda de carga fotoelástica (Roberts and Hawkes, 1979) ha sido usada principalmente en Europa, para monitorear carga en torones, anclas, pilas, soportes para minas, andamios, cables y cadenas. Tales celdas consisten de un disco de vidrio óptico, normalmente en el interior del agujero central del cilindro. Cuando el cilindro de acero es cargado diametralmente se aplica un esfuerzo al vidrio óptico, de manera que la deformación en el disco de vidrio produce zonas de luz y sombra, el disco se ilumina entonces con luz polarizada y se observa a través de un visualizador de mano, las zonas de luz y sombra se denominan franjas de interferencia fotoelástica. El cambio en el número de franjas es directamente proporcional al cambio de carga en el cilindro de acero. En la figura 3.3.4 se aprecia un esquema de una celda de carga fotoelástica diseñada para usarse en pernos de anclaje y para medir también cargas en torones.

Aún cuando se ha entorpecido una técnica versátil para usar celdas fotoelásticas de carga por la dificultad de las lecturas y carecer de una amplia disponibilidad comercial, la mayoría de estas celdas se han fabricado sobre una base de hábito. Por lo que se supone que la mayoría de los usuarios prefieren un método numérico de lectura más directo. Sin embargo tales celdas son relativamente baratas, robustas y confiables.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



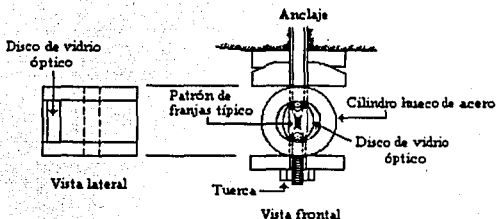


Figura 3.3.4. Celda de carga fotoelástica ligada a una ancla.

### Gatos hidráulicos.

Para medir las cargas que actúan sobre puntales de madera, pueden emplearse gatos hidráulicos, estos dispositivos también permiten controlar racionalmente la instalación de los troqueles con que se apuntalan los muros Milán del metro en cajón, por lo que también se puede lograr la congruencia con la carga definida de diseño.

Estos gatos hidráulicos son generalmente de doble acción, operados con una bomba manual o eléctrica, tiene también un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada, la capacidad usual del gato es de 50 toneladas y 30 cm de carrera y generalmente la presión hidráulica del fluido es de  $700 \text{ kg/cm}^2$ .

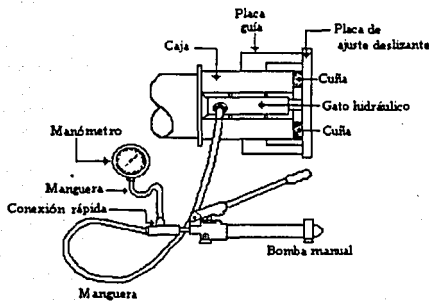
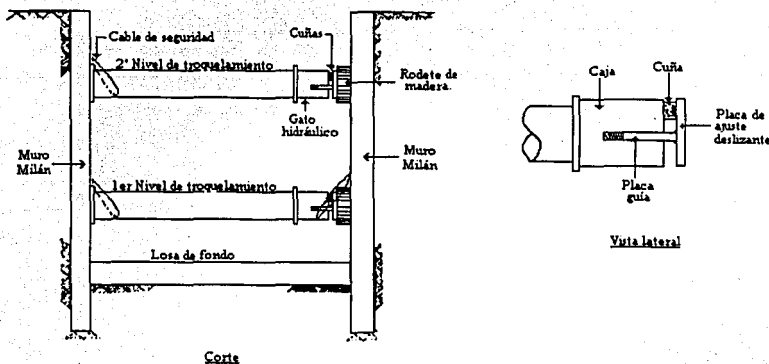
Durante la instalación del puntal, el gato hidráulico se coloca en el extremo del mismo, donde hay una caja para soporte y apoyo del gato hidráulico, esta disposición puede apreciarse en la figura 3.3.5

El procedimiento de operación es muy simple, 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, después de esto se descarga el gato hidráulico para montarlo en otro troquel.

La distancia que existe entre la placa de ajuste y la caja de protección, es decir el ancho de las cuñas, puede determinarse también a través de micrómetros. Después que la separación entre el puntal y la carrera ha alcanzado un valor del orden de los dos milímetros, se disminuye la presión hidráulica que actúa sobre el gato por incrementos.

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

PALA DE ORIGEN



Planta de la caja de ajuste

Figura 3.3.5. Esquema de gatos hidráulicos sobre troqueles.

Para calcular la carga que actúa sobre el puntal se dibuja una curva como la de la figura 3.3.6, que muestra la relación entre la carga transmitida por el gato y la separación entre puntal y carrera. Debido a la fricción propia de los gatos, la curva encierra un lazo de histéresis de modo que, para una separación dada, la carga real que soportan los gatos es aproximadamente igual al promedio de las dos ramas del lazo de histéresis. Sobre esta base, el lugar geométrico de los puntos que representan las cargas que soportan los gatos para diferentes valores de la separación es una línea recta que intercepta al eje de abscisas, que representa separación cero, en el punto que corresponde a la carga que sostenían los gatos

antes que la compresión del puntal fuese incrementada por los mismos. Esta carga es aproximadamente igual a la carga de los puntales soportaban antes de iniciar operación del gato.

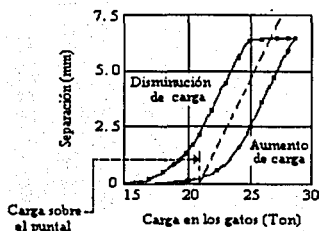


Figura 3.3.6. Gráfica que muestra la relación entre la carga que soportan los gatos y la separación entre puntal y carrera.

La carga sobre el puntal determinada con este procedimiento excede la real en la magnitud de la fuerza necesaria para descargar de tensión la parte del puntal adyacente del gato. El error es sin embargo despreciable a menos que el puntal sea muy corto y muy rígido. En la práctica lo corriente es que el puntal comience a separarse de la carrera en un punto de contacto antes que de otros y que resulte necesario promediar los valores de la carga sobre el puntal obtenida por medio de mediciones realizadas en los cuatro vértices del puntal de separación.

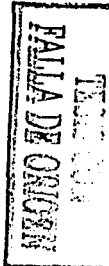
Para poder utilizar el método de gato hidráulico, resulta necesario proveer una reacción suficientemente fuerte para transmitir la carga a transferir al gato.

A través de la experiencia se ha encontrado que el error asociado con el procedimiento de gatos hidráulicos se puede alcanzar valores del orden de 20 al 30 % de la carga que soporta el puntal. Por lo anterior es más confiable obtener mediciones más seguras y mucho más convenientes de las cargas que actúan sobre los puntales, instalando una celda de carga de cuerda vibrante entre el extremo del puntal y la carrera.

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.

#### Cable medidor de tensiones.

Las celdas de carga de alambre vibrante, resistencia eléctrica y fotoelástica pueden fabricarse con una configuración conveniente para medir la tensión en cables y cadenas.



Uno de los dos cables disponibles en el mercado el cable de tensión Fulmer depende de la relación entre la tensión en el cable y la fuerza normal requerida para causar una deflexión transversal. En la figura 3.3.7. se puede apreciar la fuerza de deflexión aplicada a través de una rueda excéntrica lo que causa que el marco del metro se flexione en proporción a la fuerza aplicada. La flexión en el marco se mide con un disco indicador calibrado a la tensión en el cable. Deben emplearse tablas de calibración para cada tipo y tamaño de cable y deben también requerirse exactitudes de  $\pm 5\%$  en el cable y  $\pm 3\%$  en el alambre.

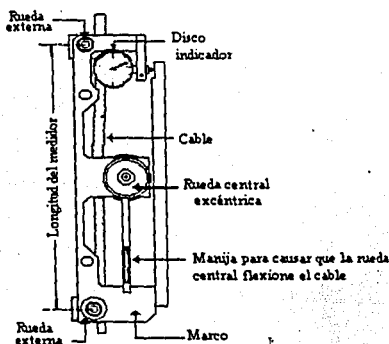


Figura 3.3.7. Cable medidor de tensión Fulmer.

El otro de los cables disponibles es el cable Roctest, el cual depende de la relación entre la tensión del cable y la velocidad de propagación de una onda generada en el cable por impacto. Un impactor eléctrico y un geófono se colocan en el cable 1.5 m el uno del otro, se provoca un impacto con el impactor eléctrico y se mide la velocidad de propagación de la onda con el geófono (Ver fig 3.3.8). Dadas las dimensiones y las propiedades mecánicas del cable se puede medir la tensión en el cable con una tabla de calibración. Se debe pedir una exactitud mejorada a  $\pm 2\%$ , cuando el cable se tense al menos al 15% de su esfuerzo de fluencia, desafortunadamente, la exactitud decrece rápidamente cuando la tensión es menor.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

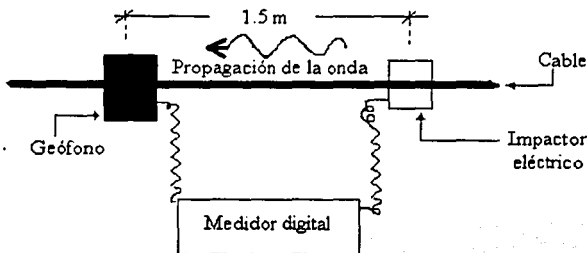


Fig 3.3.8 Esquema del principio de medición de tensión de un cable tipo Roctest.

### PRINCIPALES CAUSAS DE ERROR, CALIBRACIÓN E INSTALACIÓN DE LAS CELDAS DE CARGA.

Las principales causas de error (en cuanto a exactitud se refiere) en celdas de carga de disco, son:

- ❖ las cargas excéntricas,
- ❖ las cargas desalineadas y
- ❖ los efectos de bordes.

Muchas celdas de carga para medir cargas de compresión tienen un centro sólido, para que las cargas se apliquen a la celda a través de una sección central elevada incorporando un asiento esférico que permite corregir la inicial carencia de adecuación de la colocación de la carga. Este arreglo no es posible con celdas de carga de disco y la carencia de adecuación y carga excéntrica debe reducirse empleando gomas de carga en forma de rótula y/o gomas suaves. Es muy útil emplear diferentes sensores de carga de alambre vibrante o de resistencia eléctrica alrededor de la periferia de manera que la deformación pueda promediarse y compensarse para cargas excéntricas. Los efectos de borde deben minimizarse usando proporciones de celdas de gran altura-diámetro, más si la celda tiene gran altura se vuelve incómodo y difícil de usar. La mayoría de las celdas de disco disponibles tienen una altura aproximadamente igual al diámetro exterior del miembro de carga y parece estar libre de efectos de borde significativos. Sin embargo existen muchas celdas de carga que tienen proporciones menores de altura-diámetro y su diseño compacto parece ser una ventaja.

Es muy recomendable que la capacidad de carga de la celda de carga seleccionada sea igual a al menos la carga de fluencia del elemento estructural. El tamaño del miembro de

AREA DE ORIGEN  
 1001

carga, dentro de la celda de carga, debe tener un límite elástico al menos dos veces la capacidad de carga.

En cuanto a la calibración se refiere, las celdas de carga deben moldear las condiciones de campo tanto como sea posible usando placas de carga similares, gomas y un rango posible de cargas excéntricas y desalineadas. Algunas pruebas que pueden realizarse son las siguientes (LITTLEJOHN 1981):

- a) Calibración de rutina usando cargas centrales, apoyos rígidos y planos a 20 °.
- b) Calibración de rutina usando cargas centrales y:
  - i) apoyos inclinados cóncavos,
  - ii) apoyos inclinados convexos y
  - iii) calzas de 0.3 mm de espesor con espacios irregulares para simular flexión asimétrica.
- c) Carga excéntrica entre los apoyos rígidos y lisos a una distancia del 10% del diámetro de la celda.
- d) Apoyos inclinados más de 1° con carga central.
- e) Como conclusión de las series apropiadas de pruebas, la celda debe finalmente sujetarse a rutinas repetitivas de calibración.

Los anteriores pasos no se sugieren para calibraciones de rutina sino más bien como la evaluación de un diseño no aprobado de la disposición de celdas de carga, las calibraciones de rutina sugieren ejecutar las siguientes acciones:

1. Es necesario que la celda se entregue al laboratorio un día antes de que se ejecuten las pruebas para que la celda tenga suficiente tiempo de tomar la temperatura del lugar (20° C recomendable). La celda debe sujetarse a cargas centrales sobre los apoyos lisos rígidos usando una máquina de ensayos con exactitud mejorada a 0.5%.
2. Si es el caso en que la celda no vaya a ser ocupada en algún tiempo, es prudente someter con cargas cíclicas a la celda 2 ó 3 veces sobre su rango total de carga hasta que el cero y la máxima lectura sean consistentes (este punto es de particular interés para las celdas de carga de resistencia eléctrica). Los incrementos y decrementos de carga no deben exceder el 10% de la proporción de la capacidad de carga y en estos intervalos pausas cortas sólo necesitan ser tan largas como para tomar lecturas confiables.

Para medir efectos específicos de la temperatura, una prueba de carga central usando apoyos lisos rígidos deben llevarse a temperaturas por arriba y abajo de la ambiental (quizá 40° C y 0° C respectivamente).

Otro aspecto muy importante para tener exactitud en las lecturas arrojadas por las celdas de carga es la instalación de estas. Por lo tanto es muy recomendable que las placas de carga sean suficientemente lisas, planas y rígidas. La carga debe ser axial y central y las características para reducir el efecto de cargas desalineadas debe ser el adecuado. Las celdas

y cualquier soporte de sujeción debe alinearse con el miembro de carga con excentricidad máxima, si es posible de 3 mm. Centrar los cojinetes es útil frecuentemente para centrar así las celdas de carga de disco alrededor de pernos de anclaje. Un rápido conjunto de cojinetes de mortero puede emplearse para proveer de una superficie de soporte firme y cuadrada para una celda de carga para una ancla

Cuando las celdas de carga se usan en conjuntos de túneles de acero o en puntales a través de excavaciones reforzados, la nervadura estándar o el puntal usualmente requerirá modificaciones para acomodar la celda. Ya que esta puede romper la continuidad del miembro estructural, por lo que deben procurarse arreglos que aseguren que la celda no será expulsada o permitirá deformaciones por fluencia o cortante del miembro. La celda de carga debe colocarse al mismo tiempo que el elemento estructural preferible a instalarse por separado, con ello se simplifica su erección, alineamiento y se asegura que la historia de carga total, sea registrada.

En mediciones temporales en soportes permanentes donde se usen las celdas de carga, deben llevarse a cabo arreglos para permitir que la celda de carga pueda removerse, quizá empleando gatos hidráulicos e insertando espaciadores permanentes, con lo que la celda puede reutilizarse, evidentemente antes de ser recalibrada.

### ***III.3.3. Mediciones de deformación para elementos estructurales.***

Los dispositivos que se mencionan en este apartado no se describen de una forma muy meticulosa, ya que se considera que estos instrumentos entran más bien es lo que se refiere a instrumentación estructural, sin embargo no deben descartarse ya que para la geotecnia, o más bien para la ingeniería civil, es de suma importancia conocer también como se comporta la estructura para conocer así las repercusiones que tienen sobre el suelo o viceversa.

Los medidores de deformación empleados en los elementos estructurales, como se ha dicho antes para determinar zonas de tensión y compresión en los elementos estructurales se pueden dividir en dos grupos:

- ⊙ Montables.
- ⊙ Embebidos.

En la tabla 3.3.1 se puede ver una clasificación de ambos grupos, esta se presenta a continuación.

Tabla 3.3.1. Clasificación de los medidores de deformación en miembros estructurales.

MONTABLES	EMBEBIDOS.
Medidores portátiles con indicadores de disco.	Mecánicos
De raya (Scratch).	Alambre vibrante.
Testigos múltiples.	Resistencia eléctrica
Alambre vibrante.	a) Soldable, Laminilla
Resistencia eléctrica	b) Medidor plástico
a) Soldable	c) De postes
b) Laminilla	d) Celda Mustran
	e) Medidor Eaton.

Los medidores portátiles con indicadores de disco son los medidores mecánicos más comunes para medir deformaciones en superficies en aplicaciones relacionadas a la geotecnia. Los medidores de raya son usualmente empleados y los Testigos múltiples son sólo usados como medidores de deformación mecánicos.

© MEDIDORES MONTABLES.

MEDIDORES PORTÁTILES CON INDICADORES DE DISCO.

Dentro de los medidores portátiles con indicadores de disco, también llamados extensómetros mecánicos, tenemos el tipo Demec (del inglés demountable mechanical), fue desarrollado por la Asociación de Concreto y Cemento en Inglaterra. El instrumento consiste de una barra invar con un punto cónico en sus extremos, uno sujeto a la barra y otro pivoteando sobre un borde filoso (Ver fig 3.3.9). El movimiento de pivoteo se transmite al indicador de disco a través de un brazo de palanca.

Cording elaboró en 1975 (Cording et al 1975) una barra estándar de temperatura compensada (Ver fig 3.3.10), en la cual la longitud de invar y acero son inversamente proporcionales a su coeficiente de expansión térmico respectivo. La separación de los puntos de referencia, por lo tanto, no varía con la temperatura y la barra puede ser usada para examinar la temperatura y los efectos de lectura cero (zero drift) en el medidor portátil.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN



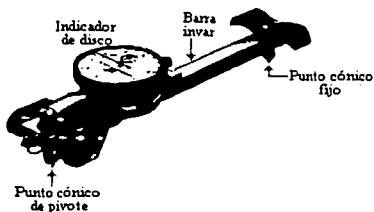


Figura 3.3.9. Medidor portátil Demec.

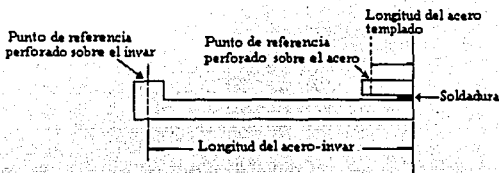


Fig 3.3.10. Barra estándar de compensación de temperatura para medidor portátil.

### DE RAYA (SCRATCH).

Estos medidores proveen un registro de la deformación a través de trazar una línea en un disco que sirve de blanco, este disco está sujeto a un extremo del medidor, un apuntador unido al otro extremo apunta al disco. Un mecanismo de liga causa que el disco avance o rote cuando se presenta deformación, de manera que la línea trazada en el disco por el apuntador no sobreponga una línea trazada previamente, además los discos son reemplazables, por lo que un nuevo disco puede insertarse en cualquier momento. Las líneas trazadas son entonces examinadas bajo un microscopio y las irregularidades se convierten a mediciones de deformación. Este dispositivo es conveniente sólo para registrar deformaciones dinámicas y su uso está limitado a situaciones en las que las deformaciones son grandes y dinámicas. Su uso puede estar en tomar registros de deformaciones dinámicas en puntales en excavaciones reforzadas.

### TESTIGOS.

Un testigo es un alambre flexible o una barra o tubo montado a lo largo o dentro de un miembro estructural, el cual indica el cambio de longitud de un miembro. La figura

TESIS  
 FALLA DE ORIGEN

3.3.11 muestra un testigo dispuesto para monitorear la carga en una ancla, tal arreglo podría referirse también como una celda de carga testigo. El testigo formado por una barra es insertado dentro de un tubo, y un extremo se une al ancla cerca del extremo final de la longitud en tensión. La distancia  $d$  entre el extremo superior de la barra testigo y la placa de aseguramiento del ancla se mide, normalmente con un medidor mecánico portátil. El cambio en la distancia  $d$  es igual a  $\Delta L$ , el cambio en la longitud en tensión  $L$ . Debido a que la longitud en tensión actúa como un miembro elástico bajo tensión, la deformación es igual a  $\Delta L/L$  y el cambio de carga puede calcularse si se conocen el área transversal y el módulo de elasticidad del ancla. En la práctica la relación entre  $\Delta L$  y el cambio de carga se determina en el campo mientras se hacen pruebas de comprobación al ancla, usando una celda de carga de disco en series con un gato hidráulico. Durante las pruebas de comprobación el tubo del testigo puede acortarse de manera que las mediciones se hacen con respecto al refuerzo. Alternativamente el tubo puede extenderse hacia el exterior a través del gato y la celda de carga de disco y las medidas de deformación ejecutadas con respecto a la cabeza de empuje, aplicando una corrección por la carrera del pistón del gato. La celda de carga del disco también se usa para determinar carga sin seguro y los cambios de carga se hacen con referencia a tales datos. El hecho que la carga se derive de medidas de deformación algunas veces eleva inquietudes de que desplazamientos del ancla o movimientos de la pila crearán errores en la medición de carga, pero no es así. El arreglo puede hacerse para monitorear cambios de carga resultando de todas causas y así una alternativa a una celda de carga de disco en la cabeza del ancla. Un arreglo similar en la superficie de la estructura puede usarse para monitorear el cambio de carga. Un segundo testigo con mangas puede unirse al anclaje mostrado en la figura 3.3.11 dentro de la zona de anclaje. El promedio en la deformación de los dos puntos puede medirse y las deformaciones convertirse a esfuerzo usando una estimación del módulo de elasticidad del ancla y la lechada dentro de la zona de anclaje. Usando testigos múltiples, unidos al ancla en diferentes puntos dentro de la zona de anclaje, puede llegar a estimarse, el patrón de la transferencia de carga en el ancla. Sin embargo es necesario asumir la forma de la gráfica de la transferencia de carga entre cada par de puntos: si se asume una línea recta el esfuerzo calculado será atribuido a la localización media entre puntos donde se unieron testigos. Si la carga a un punto se conoce, la carga a otro punto puede calcularse si la misma línea recta se asume, pero si la línea no es recta quizá haya un gran error la carga calculada.

Cuando se planeen testigos múltiples, las medidas en pilotes y pilas deben reconocer que cualquier medición de un testigo está en un error tan grande como  $\pm 0.5$  mm.

Los errores en la transferencia de carga pueden minimizarse instalando testigos en más de dos puntos de manera que los datos de cada par pueden evaluarse a la luz de datos de puntos adyacentes. Ya que los cálculos de transferencia de carga son muy sensibles a cualquier error en los datos de los testigos es recomendable instalar testigos duplicados en cada punto. De manera que si concuerdan se está seguro que se proveen datos confiables y si no, se evalúan cuales datos son más correctos. Pueden montarse también sensores de desplazamiento a los extremos de los testigos para permitir su monitoreo remoto.

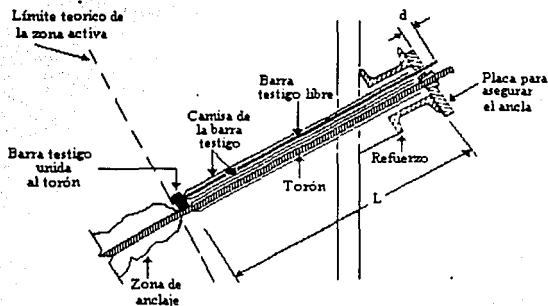


Figura 3.3.11. Testigo para medición de carga en una ancla.

### DE ALAMBRE VIBRANTE.

Dentro de estos dispositivos existen dos tipos de acuerdo a su instalación.

- ❖ De soldadura con arco.
- ❖ De soldadura de punto.

El tipo de soldadura de arco o incluso atornillado tiene una longitud de entre 7.5-35 cm. Este dispositivo tiene en cada uno de sus extremos un bloque, estos bloques se sueldan a la estructura usando una barra espaciadora sólida, para sujetar los bloques a su espacio correcto. Los bloques pueden quedar sujetos también con tornillos, para lo cual se requerirán los apropiados agujeros en los bloques o remaches. El residuo del medidor se fija a los extremos y se atornilla. Algunas versiones tienen aro-sellos entre el tubo de protección y los bloques, lo que provee una protección a prueba de agua y permite además que el tubo permanezca flexible. Todas las versiones permiten ajustar la tensión inicial del alambre y algunos contienen resortes internos de manera que el alambre vibrante se coloca por el fabricante en un rango medio. Este arreglo estimula estabilidad en el medidor, permite pruebas de aceptación fáciles sobre el recibo del fabricante y facilita las tareas de colocar la tensión inicial. Los rangos de medición son típicamente 3000 microstrain que corresponden a un esfuerzo de 6327 kg/cm<sup>2</sup> (90,000 lb/in<sup>2</sup>) en acero y la tensión inicial por lo tanto debe colocarse con cuidado, de manera que el alambre no se vuelva demasiado flojo o muy ajustado bajo esfuerzos de compresión o tensión anticipada.

Por otra parte la versión a soldadura de punto es generalmente de 5 cm de longitud, una de las diferencias es que este dispositivo tiene un resorte interno que sujeta el alambre a su tensión inicial normalmente preestablecida a un rango medio, pero la tensión inicial puede

VALLE DE ORCEN  
 104

### *EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.*

fijarse durante la instalación, permitiendo un rango máximo en compresión o tensión como se requiera. Todas las versiones se instalan sobre acero usando una pequeña descarga capacitiva de soldadura de punto, para soldar el patrón montable a la estructura, con puntos de soldadura a aproximadamente 1.5 mm de espacio. Antes de soldar el dispositivo se debe preparar la superficie, removiendo la pintura, corrosión e imperfecciones con un esmeril, con discos progresivos cada vez más finos para exponer el metal desnudo y remover las imperfecciones. Una vez soldado del dispositivo, los puntos de soldadura deben sellarse con una capa a prueba de agua para prevenir su futura corrosión y posible deslizamiento del medidor.

#### DE RESISTENCIA ELÉCTRICA.

Para estos dispositivos se emplean dos tipos de medidores de deformación Tales dispositivos son:

- ❖ Laminilla pegada.
- ❖ Medidor soldable.

#### Laminilla pegada.

Un medidor de deformación de laminilla, está compuesto de una resistencia que consiste en una laminilla delgada de una aleación de constantan o níquel-cromo, la cual se pega a una película delgada de plástico, y esta a su vez se pega a la estructura a monitorear. En la figura 3.3.12 se muestra un medidor uniaxial. En tal dispositivo debe hacerse una compensación por temperatura para igualar las características de temperatura de la laminilla, a aquél del material en estudio. La mayoría de estos dispositivos tienen una resistencia de 120 a 350 ohms. Las variedades más grandes de resistencia son generalmente favorables para las aplicaciones de los sensores, ya que permiten grandes voltajes de entrada y salida con lo que se minimizan los efectos de cambio de resistencia extraños.



Figura 3.3.12. Deformímetro de laminilla uniaxial.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Medidor de deformaciones soldable.

Durante la fabricación de los medidores soldables, una resistencia se une permanentemente a un patín montable de acero inoxidable muy delgado. La resistencia puede ser una laminilla pegada (Ver fig 3.3.13.a), o un filamento deformable insertado en un pequeño tubo (Ver 3.3.13.b). El patín es el elemento soldable a estructuras de acero generalmente, las cuales serán monitoreadas.

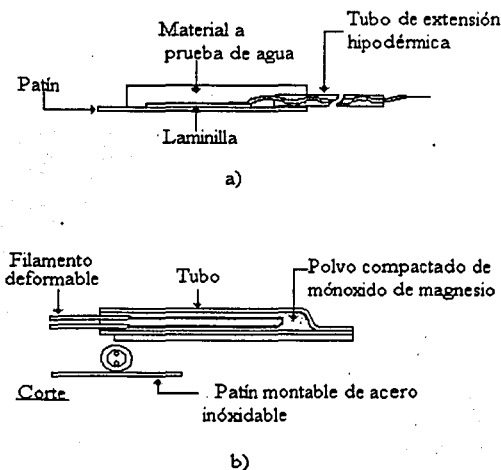


Figura 3.3.13. Deformímetros soldables: a) De laminilla pegada, b) De filamento.

El tamaño de los medidores soldables es de aproximadamente 2.5 hasta 5 mm. El rango para medidores de laminilla pegada es de 0.25 hasta 50 mm, como se puede ver estos dispositivos se emplean en espacios limitados.

Los factores clave para emplear medidores de laminilla pegada en campo involucran la selección del medidor y tipo de circuito, así como el procedimiento de instalación.

Para seleccionar el tipo de medidor se puede tomar en consideración lo siguiente: Material del medidor; Material del relleno; Evaluación de la resistencia; Límites de deformación; Tiempo de fatiga; Compensación por temperatura; Aplicación estática o dinámica; Aplicaciones.

TESIS COT  
 FALLA DE ORIGEN

## *EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.*

La instalación de los medidores de laminilla pegada generalmente envuelve los siguientes cinco pasos:

- 1) Preparación de la superficie. La superficie debe limpiarse, desengrasarse y alisarse perfectamente.
- 2) Sujeción. Debe ejecutarse con sumo cuidado el pegado del medidor.
- 3) Conexión. La conexión de los cables de los sensores debe ejecutarse empleando los cables destinados a los efectos específicos, cables muchas veces elaborados por los mismos fabricantes de los dispositivos, los cables deben protegerse quizá alojados dentro de tubos.
- 4) Protección a prueba de agua. El dispositivo debe protegerse en donde se requiera con capas de material a prueba de agua.
- 5) Protección física. Una protección general del dispositivo puede ser una placa de acero o una caja de fibra de vidrio.

Los medidores soldables están restringidos a la instalación en estructuras de acero y el proceso de instalación es similar al de los medidores soldables de alambre vibrante.

### LOCALIZACIÓN RECOMENDABLE DE LOS MEDIDORES MONTABLES.

La localización de los medidores de deformación depende del propósito de las mediciones, la disponibilidad de acceso al lugar de instalación y de los requerimientos de protección durante y después de la instalación. El punto donde quieran conocerse esfuerzos es donde los medidores deben colocarse. Sin embargo frecuentemente se requiere de mediciones en lugares donde el miembro estructural no está influenciado por cargas asimétricas o excéntricas o en la proximidad de irregularidades como en agujeros.

En la figura 3.3.14. se muestran lugares típicos de colocación de medidores en las secciones transversales de varios miembros estructurales. Si el miembro es pequeño y no está sujeto a flexión, es suficiente con un medidor, aunque es mejor colocar dos medidores ya que generalmente un miembro está sujeto a esfuerzos axiales y de flexión. Si el miembro está sometido sólo a esfuerzos axiales se requiere como mínimo, dos medidores, los cuales deben colocarse a distancias iguales pero en caras opuestas del eje neutral. Al aumentar los esfuerzos a los cuales está sometido un miembro deben colocarse más medidores, por ejemplo si un miembro está sometido a flexión alrededor de cualquier eje, deben usarse más de dos medidores. Por ejemplo en una viga H se recomiendan cuatro medidores, dispuestos espalda con espalda situados en el alma y tan cercanos a los patines como sea posible. En la figura 3.3.14 pueden apreciarse también otras configuraciones.

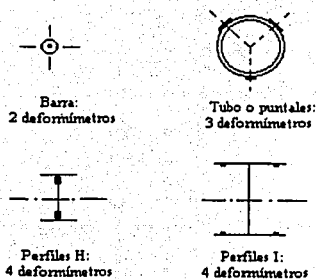


Figura 3.3.14. Lugares típicos para fijar deformímetros eléctricos en elementos estructurales de acero

## RELACIÓN ENTRE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN.

Los datos de deformación son raramente de interés, tales datos son usualmente un paso para la determinación de esfuerzos. Cuando se hacen mediciones en acero, conociendo el módulo de elasticidad y midiendo la temperatura se puede hacer una conversión de deformación a esfuerzo. Sin embargo las determinaciones de esfuerzos en concreto no son tan fáciles por lo que no se pueden esperar resultados exactos.

## CAUSAS DE DEFORMACIÓN EN EL CONCRETO.

La deformación en el concreto puede ser causada por muchos efectos; más que a cambios de esfuerzo, los medidores de deformación responden a todas las causas de deformación. La deformación en sí, más que por esfuerzos puede ser causada, por efectos tales como: contracción (creep), hinchamiento (shrinkage) (debido al cambio en el contenido de humedad), cambio de temperatura y el progreso de cambio de volumen autógeno, otra deformación ocurre también cuando el concreto se cura.

La importancia del creep o shrinkage está en relación con la magnitud de esfuerzos. Cuando los esfuerzos son mayores al 60% del esfuerzo último del concreto su importancia aumenta sustancialmente.

## MÉTODOS DE CONVERSIÓN DE ESFUERZO A DEFORMACIÓN.

El comportamiento de un miembro de concreto frecuentemente se prevé midiendo deformaciones sobre la superficie del miembro o sobre el refuerzo dentro del miembro. Los esfuerzos son entonces calculados usando el método de áreas transformadas, lo que requiere el conocimiento de las secciones transversales y el módulo de elasticidad del acero y concreto, tales esfuerzos son después usados para calcular cargas axiales y momentos.

PALA DE ORIGEN

Una de las opciones para determinar tal relación entre deformación y esfuerzo es la siguiente: instalando medidores de deformación sobre una parte de un prototipo (espécimen) el cual se somete a esfuerzos conocidos, por lo que se asegura que el espécimen se comporte de forma similar al prototipo. Por ejemplo mientras se hace una prueba de carga en una pila de concreto se puede realizar una prueba de compresión no confinada al espécimen y realizarla cerca de la pila ya sea bajo la superficie del suelo o dentro de una sección con mangas justo bajo de la superficie del suelo.

#### EFFECTOS DE TEMPERATURA.

El cambio de temperatura puede causar cambios reales de esfuerzo si el miembro estructural está sujeto a restricciones en sus bordes y puede ser necesario aplicar un factor para medir los efectos de temperatura, estos tienen dos casos a considerar: medidores de ajuste térmico (Ver fig 3.3.15) y medidores que indican el cambio de longitud. En los casos de deformímetros de ajuste térmico, estos responderán solamente a cambios de deformación producto de cambios en esfuerzos y tales cambios pueden calcularse de la variación obtenida en la lectura del deformímetro multiplicada por el módulo de elasticidad del material del elemento. Cabe resaltar que esta es una regla independiente a condiciones de elementos con bordes en restricción y se aplica para todos los casos de esfuerzo en un elemento elástico, tales como: cambio en la aplicación de carga, esfuerzos producidos por cambio en la temperatura del miembro y por combinaciones de las dos anteriores.

Si se considera un medidor de deformación usado para indicar el cambio de longitud, como puede ser un medidor de deformación mecánico como el mostrado en la figura 3.3.10. Las características térmicas del medidor no están alineadas con el miembro. Por ejemplo el cambio de longitud, resultado de cambio de temperatura y esfuerzos y la medición debe corregirse para cualquier deformación causada por cambio de temperatura, la deformación total sería:

$$\delta_{total} = \frac{\Delta\sigma}{E} + \epsilon(\Delta T)$$

donde:

$\delta_{total}$  = deformación total.

$\Delta\sigma$  = cambio de esfuerzos.

$\Delta T$  = cambio en la temperatura.

E = módulo de elasticidad del acero.

$\epsilon$  = coeficiente lineal de expansión térmica.



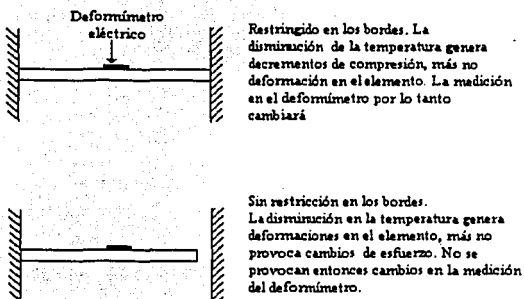


Figura 3.3.15. Comportamiento de deformímetros eléctricos en cuanto al cambio de temperatura. Medidores de ajuste térmico en un miembro estructural de acero.

Por lo tanto en este caso es necesario medir la temperatura del acero y aplicar una corrección cuando se calcule el cambio de esfuerzos. Dunnycliff (Dunnycliff 1988) da un ejemplo de la importancia de tales correcciones, en ese ejemplo se muestra un medidor de deformación mecánico para la determinación de esfuerzos de un puntal circular hueco de 61 cm de diámetro y de 1.3 cm de espesor de su pared, tal puntal con el objetivo de reforzar una excavación fue diseñado para 236 Ton (520 kips). Un error de 2° C en la medición de temperatura correspondiente a un error de 23 microstrain causó un error de 11 Ton (25 kips) en la carga calculada del puntal.

Un factor de corrección de temperatura puede obtenerse algunas veces usando el procedimiento del medidor ficticio (dummy), en el cual un medidor se monta en un espécimen del mismo material que el miembro estructural y el espécimen se coloca cerca de los medidores de deformación activos en el campo de manera que experimente la misma temperatura pero no los esfuerzos. El medidor dummy se lee al mismo tiempo que los medidores de deformación y su cambio en deformación se usa para corregir las lecturas activas del medidor el medidor dummy sirve también como indicador de cualquier deformación causada por factores diferentes a temperatura y esfuerzo.

También puede presentarse error por temperatura si el medidor de deformaciones y el miembro estructural tienen temperaturas diferentes, lo cual puede ser minimizado si se cubre con pintura blanca, el medidor y el área circundante. Si las mediciones han de tomarse en días soleados es mejor tomar lecturas por las mañanas.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

---

## ERROR DE LECTURA CERO.

El problema de lectura cero en medidores de deformación de alambre vibrante y resistencia eléctrica puede ser examinado a través de dos métodos. Uno es el método del procedimiento del medidor dummy, antes descrito. Cuando se use este, las lecturas deben ser tomadas idealmente con un medidor dummy a la misma temperatura que la estructura sin embargo frecuentemente esto no es posible y debe intentar corregirse deformaciones por temperatura, midiendo la temperatura de los medidores dummy y aplicando factores de corrección de temperatura desarrollados en el laboratorio. Otro método es colocar un medidor de revisión a una temperatura ambiente constante.

Si el miembro estructural instrumentado se usa como soporte temporal del suelo, las lecturas de carga no deben tomarse después de remover el miembro estructural, lo anterior sólo sirve para dar una idea de que se haya ocasionado algún movimiento de las lecturas.

## © MEDIDORES DE DEFORMACIÓN EMBEBIDOS.

Estos dispositivos son generalmente empleados en la medición de deformación en concreto. Cuando se usan estos dispositivos la mayoría de sus aplicaciones en geotecnia involucran secciones transversales sujetas a compresión y algunas veces a flexión, por ejemplo en pilotes o pilas. En la tabla 3.3.1 se mostró una clasificación de estos dispositivos, los cuales se describen a continuación.

### MEDIDORES MECÁNICOS.

Los medidores de deformación embebidos de tipo mecánico son idénticos en principio a los testigos múltiples. Estos dispositivos son algunas veces usados para monitorear deformación cuando los datos de transferencia de carga se requieren, mientras se cargan pilas o pilotes.

### DE ALAMBRE VIBRANTE.

Existen dos tipos de medidores de deformación con un sensor de alambre vibrante el primero de estos es similar al medidor montable soldado con arco descrito anteriormente con la excepción de que los bloques en los extremos de este dispositivo a diferencia del montable se sustituyen por patines. La mayoría de estos dispositivos se expenden con una tensión preestablecida, la cual puede especificarse por el usuario.

El segundo tipo consiste de un sensor de alambre vibrante montado en la porción central de la longitud de una barra de acero, tal como acero reforzado. El empleo de una barra de acero embebida en el concreto para medir deformación es algunas veces denominado barra hermana, debido a que la barra instrumentada existe en toda la longitud y se comporta de forma similar al acero de refuerzo en el miembro estructural. También suele denominarse rebar strainmeter (del inglés reinforcement bar strainmeter) Varilla

medidora de deformación. En la figura 3.3.16 se muestra una barra hermana para emplearse en la instalación de una pila para proporcionar medidas de deformación durante una prueba de carga.

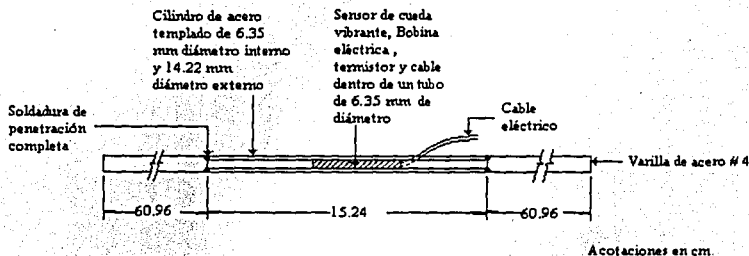


Figura 3.3.16. Esquema de una barra hermana con sensores a cuerda vibrante.

## DE RESISTENCIA ELÉCTRICA.

Estos dispositivos pueden subdividirse en 5 categorías, de acuerdo a su existencia en el mercado.

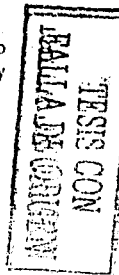
- 1) Medidores de laminilla pegada o medidores de resistencia soldada, unida a la porción central de una barra de acero.
- 2) Medidores de postes.
- 3) Celda Mustran.
- 4) Medidores plásticos internos.
- 5) Medidor Eaton Co.

### Medidores de laminilla pegada o medidores de resistencia soldada, unida a la porción central de una barra de acero.

Estos medidores denominados también barras hermanas. Consisten en dos o cuatro medidores soldables instalados en la porción central tal como acero de refuerzo y conectados como una media o completa red de puentes.

### Medidores de postes.

Este es el medidor de deformación de postes descrito en la sección III.1.4.



Celda Mustran.

La celda Mustran fue desarrollada por personal de la Universidad de Texas bajo patrocinio del Centro de Investigación de Autopistas, principalmente para la medición de deformación en pilas. El nombre se deriva del inglés (multiplying strain transducer). En este dispositivo (Ver figura 3.3.17) dos medidores de deformación de resistencia eléctrica se pegan a una barra de acero cuadrada, esta barra tiene un gran patín en cada extremo rodeado de una manga de goma. El diseño intenta igualar la rigidez de la celda a la rigidez del concreto desplazado, asegurando su adaptabilidad. La relación depende del tamaño de la columna y del diámetro de la manga de goma. Existe un tubo de plástico el cual se usa para mantener una presión de nitrógeno para minimizar la posibilidad de tener lecturas falsas debido a la intrusión de humedad. Antes de su instalación la celda se llena con desecador y se prueba a presión.

Medidores plásticos internos.

Este dispositivo consiste en un medidor de deformación tipo alambre, el cual conduce unos alambres que le son anexados y después estos sellan herméticamente entre placas delgadas de plástico. Al plástico se le da una superficie irregular o se le cubre con granos de arena burdos para formar adherencia con el concreto. Este dispositivo trabaja bien bajo condiciones de carga dinámicas pero es conveniente sólo para mediciones a corto plazo

Medidor Eaton Co.

Este dispositivo fabricado por la Corporación Eaton y consiste de una resistencia delgada dentro de un tubo de forma similar al medidor montable mostrado en la figura 3.3.13.b, pero con una configuración de tres alambres (cuarto de puente). El espacio anular entre el tubo y la resistencia está relleno con polvo de monóxido de magnesio para asegurar fricción con el concreto. Este medidor es muy delicado y debe precolarse en un bloque antes de su instalación.

Al igual que con los medidores montables los medidores embebidos pueden seleccionarse con algunos tipos de medidores para formar diferentes configuraciones, para determinar ciertas mediciones que sean de interés, a estas configuraciones se les llama medidores de deformación misceláneos.

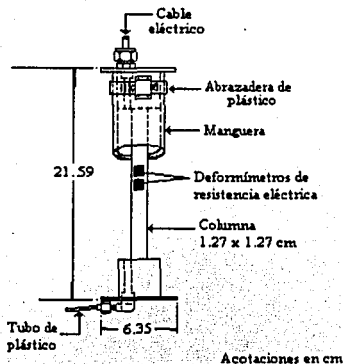


Figura 3.3.17. Celda Mustran.

### INSTALACIÓN DE LOS MEDIDORES DE DEFORMACIÓN.

Los medidores de deformación embebidos son instalados usualmente sujetándolos con alambres de hierro suave, a las barras de refuerzo cercanas. En general los nudos del alambre deben alinearse 90° al eje del medidor de deformación, de manera que cualquier movimiento de las barras de refuerzo durante la colocación del concreto no cause un empuje directo en el medidor causándole daño. Los alambres de sujeción sobre medidores de alambre vibrante ajustados en los patines deben envolverse alrededor de un tubo de protección, dejando los patines libres. Se debe tener cuidado de mantener los vibradores para concreto lejos de los medidores y el concreto debe vaciarse directamente sobre el medidor. Cuando el medidor es delicado o el riesgo de daño es grande, los medidores deben colocarse en bloques precolados de las mismas características al empleado en la estructura y si es necesario remover los agregados de gran tamaño. Los bloques no deben haberse colado más de 24 a 48 horas del concreto principal, para asegurar su adaptabilidad.

La necesidad de protección para los cables del medidor depende del tipo de cable. Los cables son normalmente conducidos a lo largo del acero de refuerzo al punto de salida y sujetos a intervalos frecuentes con nudos de cables de plástico.

### RELACIÓN ENTRE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN.

Las relaciones entre esfuerzo y deformación para mediciones superficiales descritas anteriormente para los medidores montables también se aplican para los medidores embebidos, sólo que para estos surge un nuevo problema denominado efecto de inclusión.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

## EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

La presencia de un dispositivo inmerso puede distorsionar el campo de deformaciones de manera que la deformación medida es significativamente diferente a la deformación que se presentaría si un dispositivo no estuviera presente.

La influencia del medidor en la deformación medida depende de la rigidez del medidor relativa a la del concreto y de la geometría. Si la rigidez no se iguala, el error de medición dependen de la geometría del medidor y del miembro estructural y el medidor estará más exacto si su rigidez es menor que la del concreto. En Loh 1952 se indica que cuando la rigidez del medidor es menor que la del concreto el error no será excesivo, con tal que la longitud del medidor es mayor a cinco veces su diámetro. Esta conclusión se aplica principalmente a mediciones de esfuerzos de compresión, donde no es cuestión de la adherencia entre el medidor y el concreto y en el caso donde la masa del concreto circundante es mayor con relación al tamaño del medidor.

El uso de barras hermanas, las cuales son muy largas en comparación a su diámetro se basa en una aproximación diferente. La barra es lo suficientemente larga en cada lado de la porción instrumentada al punto medio, de forma que una adherencia adecuada se genera entre la barra y el concreto y por lo tanto en la porción instrumentada (donde se alojan los sensores) la deformación en la barra y el concreto es igual. También la barra debe ser relativamente pequeña al tamaño del miembro estructural de forma que la respuesta del miembro no está influenciada por la presencia de la barra. Para satisfacer los requerimientos de la longitud de adherencia, esta longitud a cada extremo de la barra mostrada en la figura 3.3.16 debe ser igual o mayor que 50 veces el diámetro de la barra. Para tal longitud de barra, el efecto de inclusión es pequeño, aún cuando el medidor es rígido en relación con el concreto. No deben incluirse conexiones perforadas en la barra ya que tienden a crear una zona en la barra con menor rigidez que la porción no agujerada. La porción central de la barra alrededor del medidor debe estar despegada del concreto una longitud mínima de 15 cm para asegurar una longitud adecuada del medidor. Esta longitud despegada no debe incluirse a la longitud calculada para requerimientos de adherencia y pueden proveerse ganchos en los extremos de las barras para desarrollar una longitud totalmente adherida. Si la sección transversal en el medidor es diferente en donde sea, la deformación no será uniforme a lo largo de la barra y las mediciones serán confusas. Un objetivo a perseguir en las barras de diseño debe ser por lo tanto crear una sección transversal uniforme a través de la sección no adherida y la longitud requerida para la adherencia.

### CELDAS DE ESFUERZO PARA CONCRETO.

El concreto es un material que genera mayores problemas para poder convertir la deformación en esfuerzo, si esto es lo que se quiere determinar, lo cual ha generado se elaboren celdas de esfuerzo para concreto, las cuales son similares a las celdas de presión descritas en III.2.3.

Los requerimientos para una celda de esfuerzos deben ser los siguientes:

- a ) No deben cambiar apreciablemente los esfuerzos existentes.

- b) Deben ser embebidas para estar en contacto íntimo con el concreto.
- c) Su módulo de elasticidad compuesto debe ser de al menos de 1.5 el del concreto.

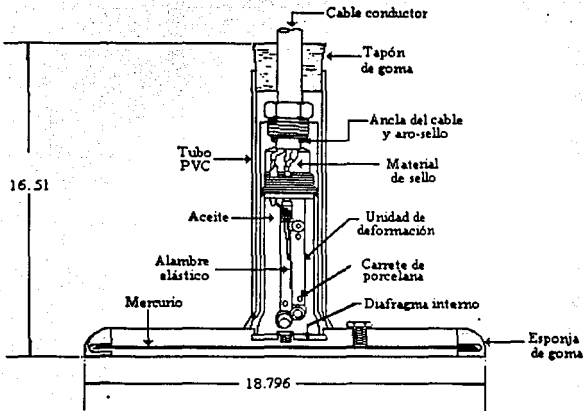
Estas celdas están sometidas a condiciones diferentes a las celdas de presión. Como se sabe, cuando el concreto está en proceso de curado su temperatura aumenta y la temperatura de la celda de esfuerzo también se incrementa. Por lo anterior existe la posibilidad que la celda se expanda, empujando al concreto débil lejos de la celda y cuando el concreto toma su conjunto inicial y se enfría, se enfría la celda, se contrae y se desliga por sí misma del concreto circundante. En esta condición la celda no sería sensible a cambios de esfuerzo subsiguientes en el concreto.

Estas celdas de esfuerzos tienen una notable debilidad no pueden usarse para medir tensiones, por lo que se recomienda que cuando se anticipen esfuerzos de tensión, un medidor de deformación embebido se instale a lo largo de cada celda de esfuerzo. Cuando los esfuerzos cambien de compresión a tensión, la celda de esfuerzo provee una forma de conocer cuando el esfuerzo es cero, lo que es una importante referencia para la interpretación a mediciones de deformación.

#### CELDA CARLSON.

Este dispositivo ya se había definido, como se puede apreciar también nos sirve para determinar los esfuerzos en el concreto, aquí se describe más bien el problema que existe de desunión entre la celda y el concreto. Este problema generado en el problema de curado se sobrepone minimizando el espesor de la película de mercurio (Ver fig 3.3.18). Carlson indica que la película de mercurio no debe ser más gruesa de 0.28 mm y que aún la más fina mecanización no es adecuada para prever ranuras tan pequeñas en las cuales el mercurio pueda escurrir bajo presión. La tensión superficial del mercurio es tan grande que tiende a intervalos sobre aún ranuras tan ligeras o imperfecciones y las superficies de acero interiores deben ser pulidas a una tolerancia de  $150 \times 10^{-6}$  mm. Después de instalar cada medidor se deben probar a compresión bajo presión neumática usando un interferómetro para medir la compresibilidad al rango final más bajo.

La instalación estándar para medir esfuerzos en un plano horizontal involucra instalar el medidor sobre la superficie de concreto previamente curado y cubrir después con concreto fresco. Debe tomarse gran cuidado durante la instalación para asegurar un buen contacto entre el medidor y el concreto circundante, usando una técnica descrita por el mismo Carlson (1975). En esta técnica se recomienda preparar la superficie colocando un cojinete de mortero con limaduras de acero para incrementar su módulo de elasticidad, colocar una película de lechada sobre el cojinete de mortero, presionar el medidor en su lugar con movimientos rotatorios para escurrir el mortero a los extremos, cargar el medidor temporalmente con un trípode de metal, colocar la capa superior de concreto y remover el trípode de metal.



Anotaciones en cm.

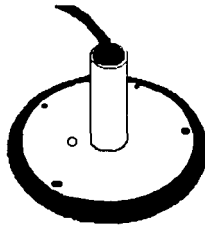


Figura 3.3.18. Celda Carlson.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

#### OTRAS CELDAS.

Existen otras celdas parecidas a las celdas de presión hidráulicas con sensores neumáticos. Para mediciones mayores a 300 lb/in<sup>2</sup> el sensor se presuriza con aceite en vez de aire.

La celda Glötzl está provista de un tubo post-esforzado lo suficientemente largo para proyectar el vaciado de concreto. Si se requiere una longitud de más de 10 m se inserta una válvula check en el tubo post-esforzado cerca de la celda. Después que se ha colocado el



concreto, el tubo es estimulado repetidamente hasta que la medición de presión indique que la celda ha recuperado contacto con el concreto. En esta celda el fluido es mercurio. Después que el espesor de la película de mercurio este restricta al mismo espesor de aproximadamente la celda Carlson y el módulo de elasticidad compuesto sea de 1.5 veces el del concreto, se dice que la celda funcionará bien.

La celda se instala sujetándola con alambres de hierro dulce, con sumo cuidado para evitar que quede atrapado aire cuando se vacié el concreto. Para mediciones en concreto con tamaño máximo de agregado de 2.5 cm (1") es recomendable rodear la celda con una mezcla de concreto especial del cual las partículas toscas sean removidas. En la fig 3.3.19 se aprecia una celda de este tipo, la celda tiene un sensor de alambre vibrante y el líquido en la celda no es mercurio sino un fluido desaireado, según Geokon para proteger el medioambiente.

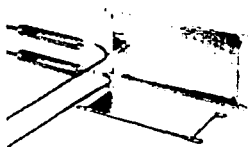


Fig 3.3.19 Celda de esfuerzo para concreto. Geokon Ltd.

### ***III.4.1 Equipo para observar y medir los desplazamientos.***

Ahora se tratarán las observaciones y equipos que se emplean en campo para estudiar el desplazamiento o la deformación de una estructura soportada por una cimentación, localizar la fuente de los asentamientos en el terreno de la estructura, detectar síntomas de posible rotura en un talud o revelar la deformación de una estructura flexible, como un túnel tubular el cual está totalmente enterrado.

Usualmente los desplazamientos verticales van asociados con la elevación o asentamiento de estructuras y las observaciones para determinar la magnitud o el movimiento experimentado pueden o no estar combinadas con mediciones que sirvan para localizar las fuentes del asentamiento o levantamiento. Los desplazamientos horizontales se producen en una estructura cuando la misma está solicitada por fuerzas horizontales, como el empuje del agua o del suelo. Cuando existen tanto fuerzas verticales como horizontales, la estructura puede inclinarse, tal inclinación puede determinarse observando el movimiento vertical de dos líneas de puntos de medición situados a distinto nivel o el asentamiento de dos líneas de puntos de medición separadas horizontalmente. La falla de un talud, a menos que sea causada por una pérdida instantánea de resistencia al corte provocada por un exceso de presión hidrostática, va precedida por el alabeo de la superficie del terreno. Este alabeo puede detectarse por medio de puntos de observación situados a lo largo de líneas que, según la experiencia es factible que experimenten la máxima desviación desde su posición original. Puesto que la posición de estas líneas solo puede ser estimada, la distribución del sistema de puntos de observación requiere criterio sano respecto a las deformaciones que se van a producir. La ubicación de la superficie de deslizamiento y la observación de la velocidad de desplazamiento a lo largo de esa superficie requieren la instalación de tubos verticales flexibles cuya formación pueda determinarse de tiempo en tiempo por medio de instrumentos especiales. La medición de las deformaciones que experimentan las estructuras enterradas sólo requiere la determinación periódica de las dimensiones interiores en las direcciones aproximadas de máximo ensanche y máximo angostamiento. Estas dimensiones se pueden determinar por medio de aparatos muy simples. En general, a lo largo del tiempo los dispositivos para medir desplazamientos se han transformado en equipos más complejos y con los cuales se puede obtener mayor precisión en las observaciones requeridas, en este trabajo se insiste en describir el panorama general de los instrumentos definiendo principalmente los principios de operación de cada uno de los dispositivos más empleados en el país.

En el caso de los asentamientos el propósito de las observaciones es proveer la información respecto a su magnitud, velocidad y distribución. El asentamiento de la base de una estructura y de puntos adecuadamente seleccionados situados por debajo de la cota a que apoya dicha base sirve al propósito mencionado. Lo común es que sólo se hagan observaciones del primer tipo. Según las circunstancias, estas observaciones pueden ser necesarias únicamente durante un tiempo comparativamente corto para determinar, por ejemplo, si una estructura asienta excesivamente durante la excavación para construir un

sótano adyacente o extenderse durante muchos años y con gran precisión para permitir comparar el asentamiento previsto en base en la teoría y a los ensayos de suelo.

El primer requerimiento para efectuar una observación adecuada del asentamiento es disponer de un buen punto fijo de referencia. Con preferencia, aún para una serie de observaciones de corta duración, el punto fijo de referencia debiera estar cimentado sobre roca o sobre algún estrato que con seguridad no se asienta. Como no siempre es posible construir tal tipo de punto de referencia, en situaciones semejantes se ha hecho costumbre utilizar un edificio existente a cierta distancia de la estructura que se va a observar. En tal caso, si no existe un registro fehaciente del asentamiento del edificio elegido como punto fijo, conviene establecer por lo menos dos o tres referencias independientes utilizando edificios de distinta edad, situados en diferentes lados respecto de la estructura que se va a observar. Debido al inevitable descenso de la superficie del terreno en la vecindad del área cargada, la menor distancia entre el punto fijo de referencia y el edificio bajo observación nunca debiera ser inferior a dos veces el ancho del edificio.

El instrumento a emplear variará dependiendo de las necesidades y como se ha dicho de las preguntas a responder en el programa de instrumentación, por ejemplo en el caso de determinar el asentamiento de la cresta de una presa o del fondo de una galería de inspección puede resultar conveniente instalar una tubería permanente equipada a intervalos con tubos verticales transparentes. El nivel del agua en los tubos sirve como un nivel de comparación a partir del cual se determina la distancia vertical al punto de medición situado sobre la estructura o en la tubería misma.

Cualquiera sea la característica del relevamiento o método de medición (Los relevamientos se practican haciendo descender un dispositivo que contiene un péndulo que indica las desviaciones del tubo-camisa respecto a la vertical, esto se verá mas adelante) de asentamientos sobre algunos puntos elegidos se deben hacer observaciones sistemáticas con intervalos de tiempo suficientemente cortos como para permitir la construcción de adecuadas curvas tiempo-asentamiento para cada uno de ellos. Tan pronto se han instalado los puntos de medición, debe hacerse un relevamiento general antes de iniciar los trabajos de construcción. Si las observaciones tienen por objeto determinar los asentamientos que pudieran causar una excavación o construcción vecina, se deben realizar relevamientos adicionales a intervalos frecuentes, en algunos casos diariamente, mientras la construcción procede en forma activa. Después, los intervalos pueden espaciarse hasta que resulte evidente que los movimientos han cesado. No es sin embargo extraño, que los periodos de reajuste se extiendan por varios meses, o aún un año, de modo que las observaciones no deben interrumpirse prematuramente. Si las observaciones tienen por propósito determinar el asentamiento de una estructura bajo sus propias cargas, el primer conjunto de lecturas debe hacerse antes que la cimentación soporte carga alguna. Hay que realizar lecturas completas una o dos veces durante la construcción, una vez terminada esta, cuando actúan todas las cargas de peso propio; tan pronto como se le haya agregado la sobrecarga y después, por lo menos una vez por año hasta que el asentamiento termina.

### *EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.*

Cuando lo que se desea es determinar la fuente de los asentamientos o la distribución de la compresión del suelo a lo largo de líneas verticales, resulta necesario ubicar puntos de observación subterráneos a varias profundidades. En este apartado se hablara de tales observaciones y mediciones.

En otros casos la medición de los desplazamientos horizontales a lo largo de una línea, como la cresta de una ataguía, requiere el uso de un buen teodolito con una base sólida para apoyarlo mientras se realizan las observaciones y al menos dos puntos fijos a los cuales se pueda dar fe como referencia al registro que se realiza. Preferiblemente el teodolito debe instalarse de tal manera que las lecturas puedan realizarse sosteniendo horizontalmente una regla graduada contra los puntos de medición. Con el uso de este procedimiento es posible hacer lecturas con una precisión de alrededor de 2 mm. Al seleccionar la posición de la base para soportar al teodolito, debe tenerse en cuenta la probable magnitud del desplazamiento anticipado.

Pueden llevarse a cabo también observaciones para verificar la distorsión de taludes, las cuales sirven para detectar el peligro de un deslizamiento. La medición de la deformación progresiva de los taludes se torna difícil porque la capa superior del suelo tiende a deformarse por fluencia lenta bajo esfuerzos constantes (creep); aún cuando el talud en su conjunto posea adecuada estabilidad. En climas moderados, la fluencia lenta puede extenderse hasta una profundidad de 1 m, de modo que se torna necesario impedir el contacto entre la barra de referencia enterrada en el talud y el suelo en un espesor de 1 m, medido desde la superficie del talud.

Otro tipo de observaciones que se efectúan para estudiar el desplazamiento del suelo es sobre la deformación de túneles y alcantarillas, es decir estructuras que se encuentran totalmente enterradas, por ejemplo si el revestimiento temporáneo de un túnel o alcantarilla aproximadamente circular está formado por anillos o dovelas, se puede obtener una información valiosa respecto a las presiones que ejerce la tierra midiendo varios diámetros de una sección dada inmediatamente después de instalado el revestimiento y a intervalos regulares de tiempo posteriormente. Resulta en general más conveniente medir los diámetros horizontal y vertical y dos diámetros inclinados a 45°, en estos casos puede emplearse por ejemplo una cinta metálica.

Los anteriores son sólo algunos ejemplos de las observaciones que se llevan a cabo para estudiar como se desplaza una masa de suelo. En la tabla 3.4.1. se define una clasificación de los equipos o dispositivos que se verán en este apartado y que se considera abarcan el conjunto de mediciones y observaciones que se ejecutan en el estudio de los desplazamientos de suelo.

Tabla 3.4.1 Clasificación de los equipos para medir desplazamientos en suelo.

Equipo.	Miden principalmente deformaciones:
Referencias superficiales.	Horizontales y Verticales
Bancos de nivel flotantes.	Horizontales y Verticales.
Bancos de nivel fijos.	Horizontales y Verticales.
Extensómetros.	Horizontales y Verticales.
Medidores de deformación transversal. Inclinómetros.	Verticales, Horizontales y Rotacionales.
Medidores de nivel de líquidos.	Verticales.

### III.4.2 Mediciones a través de levantamientos topográficos.

Dentro del método conocido como levantamiento topográfico, se encuentran los mecanismos o dispositivos siguientes:

- @ Referencias superficiales.
- @ Bancos de nivel flotantes y
- @ Bancos de nivel profundos.

Existen variaciones de tales dispositivos, pero en general, todos caen dentro de las tres clasificaciones anteriores, por lo que son los que en este trabajo se explican. Los métodos de levantamientos topográficos se emplean para monitorear la magnitud y proporción de las deformaciones de las estructuras tanto vertical como horizontalmente, así como de la superficie del terreno cercano a la construcción. Frecuentemente estos métodos son adecuados totalmente para ejecutar monitoreo y los instrumentos geotécnicos son solamente requeridos si se requiere de una gran exactitud o si los puntos de medición son inaccesibles para los métodos de levantamientos topográficos, como lo es el caso para mediciones en el subsuelo. En general cuando se emplean equipos o instrumentos geotécnicos para medir la deformación, los métodos topográficos sólo se usan como datos de referencia.

#### REFERENCIAS SUPERFICIALES.

Las referencias superficiales son puntos fijos en la superficie del terreno y testigos pintados en las estructuras vecinas; los primeros se instalan definiendo líneas de colimación paralelas a la construcción o como puntos aislados para referencias de nivel, observando las líneas de colimación con un teodolito o tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales. Los testigos pintados en los muros permiten determinar la influencia de los desplazamientos verticales inducidos por las excavaciones en las estructuras cercanas.

RECIBO DE ENTREGA  
 FECHA DE ENTREGA  
 1980

## EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

### Testigos superficiales.

Para este tipo de testigos puede emplearse un sencillo cilindro de concreto simple de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con un perno metálico empotrado en su extremo superior, este perno es un tornillo de cabeza esférica de 1.59 x 10.16 cm (5/8 x 4"), con una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura de entrada del desarmador. Ver figura 3.4.1. la ranura sirve de guía a la regla metálica de medición, que está graduada en milímetros y cuenta con un nivel de burbuja y mira para centrado.

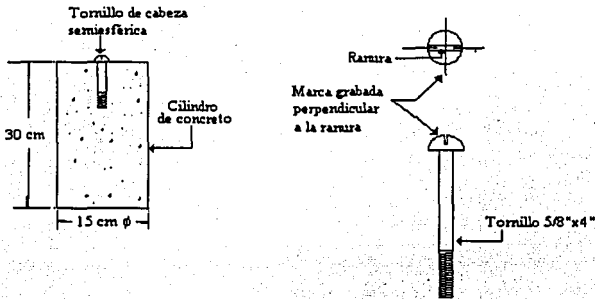
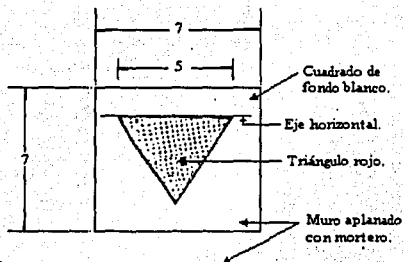


Figura 3.4.1. Testigo superficial.

### Testigos en muros.

Esta es una referencia de nivel horizontal formada por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, que se localiza en los muros de construcciones cercanas a las construcciones. (Ver figura 3.4.2)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Acotaciones en cm.

Figura 3.4.2. Testigo en muros de estructuras.

### INSTALACIÓN.

Los testigos superficiales se instalarán principalmente definiendo líneas de colimación, apoyadas en dos puntos de referencia fijos, alejados de los extremos de la excavación de la construcción para evitar que sufran desplazamientos durante el proceso de construcción. En Támez et al 1987 definen que las líneas de colimación en la construcción de un tramo del metro en cajón deben ser paralelas al eje del tramo, señalando una a cada lado de la excavación, como mínimo, la distancia de las líneas de colimación al hombro de la excavación estará comprendida entre la mitad y una vez la base de la construcción. Terzagui y Peck (1980) nos dicen que la distancia entre una referencia superficial y el edificio o construcción nunca debe ser menor a dos veces el ancho de la edificación. Como podemos ver dependerá del tipo de construcción la distancia a la cual se colocarán las referencias superficiales, lo que se debe siempre de tomar en cuenta es que sufran el menor daño posible debido a los efectos generados por la construcción. En la tabla 3.4.2 se define la separación recomendable entre testigos superficiales.

Tabla 3.4.2. Criterio de instalación de testigos superficiales.  
(Según Covitur para la construcción de metro en cajón).

Zona	No. de líneas de colimación	Separación entre testigos superficiales
Lago.	2 a 4.	10 m
Transición.	2.	20 m
Lomas.	2.	50 m

\* En los casos de edificios cercanos importantes, se instalarán tres testigos distribuidos en la longitud del lado paralelo a la excavación, o bien a cada 10 m.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

En el caso de los testigos en muros se instalarán en todas aquellas estructuras que se identifiquen como propensas a sufrir daños, por efectos de las excavaciones de la construcción, así como en aquellas que por su importancia deban vigilarse cuidadosamente. Los testigos se colocarán en los muros paralelos y perpendiculares a la excavación, el número mínimo será de tres en cada muro y la separación máxima será de 10 metros.

Todas las referencias deberán instalarse antes de que se inicien las excavaciones y se recomienda seguir los siguientes procedimientos:

Para testigos superficiales.

- ❖ Trazar líneas de colimación paralelas a la excavación.
- ❖ Colocar los testigos en las perforaciones, confinándolos con mortero y comprobar inmediatamente con un tránsito la alineación de su línea grabada y con un nivel de burbuja la horizontalidad de la cara superior del cilindro de concreto.
- ❖ Marcar los testigos con claves para su debida identificación y protegerlos hasta que fragüe el concreto.

Para testigos en muros.

- ❖ Con ayuda de un nivel topográfico de precisión se define la posición de estos testigos, a una altura aproximada de 1.5 m sobre el nivel de banquetta.
- ❖ Se localizan los sitios donde se colocarán los testigos, las zonas seleccionadas se limpian y aplanan con mortero.
- ❖ En los sitios elegidos se marcan cuadros de 7 x 7 cm y se pintan de blanco.
- ❖ Con la ayuda de un nivel de precisión se marca el eje horizontal de los testigos refiriéndolo a un banco de nivel profundo.
- ❖ Se pintan de rojo los triángulos de las referencias y se marca la clave de identificación.

## MEDICIÓN.

Es muy recomendable que el tránsito a emplear tenga plomada óptica de centrado y precisión de 15 segundos, las mediciones se deben hacer dos veces en cada posición del aparato. Es indispensable que se compruebe frecuentemente el ajuste del eje vertical del aparato. El nivel topográfico deberá ser de precisión, con radio de curvatura de 20 m y amplificación de 25 diámetros. Las nivelaciones deberán ser 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 preferiblemente en milímetros, las mediciones deben efectuarse preferiblemente en la mañana cuando el efecto de reverberación es mínimo.

Una brigada de topografía será quien verificará selectivamente las mediciones, particularmente cuando se detecten desplazamientos importantes. Las mediciones son las siguientes:



1. Para los desplazamientos horizontales se registrarán con la ayuda del tránsito y la regla metálica, colocándola en cada una de las ranuras de las cabezas de los tornillos, deslizándola horizontalmente hasta que la mira coincida con la línea de colimación (Ver figura 3.4.3.). 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  $\pm 0.5$  mm.

2. Los desplazamientos verticales se determinarán mediante nivelaciones diferenciales entre los testigos, tanto superficiales como de los muros y el o los bancos de nivel profundos. 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.

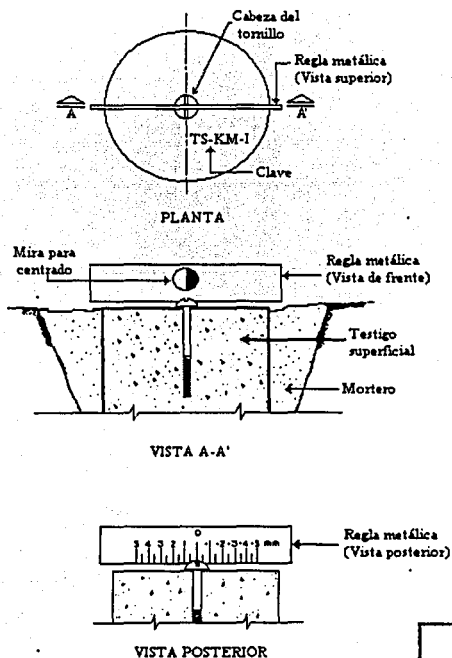


Figura 3.4.3. Medición del desplazamiento horizontal del testigo superficial.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

Una vez colocadas las referencias y antes de iniciar las excavaciones propias de la construcción, deberán tomarse las lecturas de nivelaciones y alineaciones correspondientes a las condiciones iniciales, las cuales definen el origen de las mediciones desplazamiento-tiempo.

Desde el inicio de la excavación se tomarán lecturas periódicas de nivelación y alineación de las referencias, anotando los datos en hojas de registro que incluyan el cálculo de desplazamientos y sus representaciones gráficas. Es necesario que los cálculos de desplazamientos se realicen el mismo día en que se tomen las lecturas, para contar oportunamente con la información de control de la obra. En la tabla 3.4.3 se presentan las frecuencias con que deben efectuarse las mediciones.

Tabla 3.4.3. Frecuencia de la medición de deformaciones.

Frecuencia	Mediciones
DIARIAS	Durante la construcción
SEMANALES	Terminada la construcción
MENSUALES	Si $\Delta < 1$ mm/mes.
SEMESTRALES	Si $\Delta < 1$ mm/sem.
ANUALES	Si $\Delta < 1$ mm/año.

$\Delta$ =Deformación vertical y horizontal.

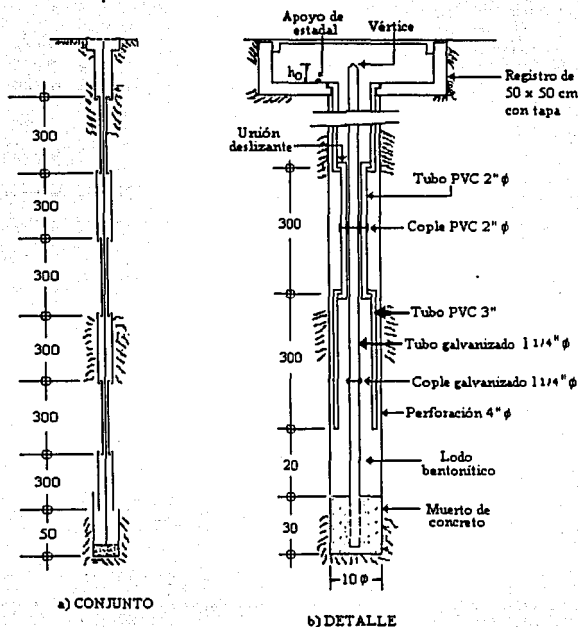
### BANCO DE NIVEL PROFUNDO.

Un banco de nivel profundo se define como un punto fijo que no sufre los asentamientos regionales que pudieran estar ocurriendo en la superficie del terreno, sirve además como referencia confiable para la medición de los desplazamientos verticales.

Podemos describir un banco de nivel profundo como una columna metálica delgada firmemente apoyada en un estrato de suelo que no se asienta, esta se instala dentro de una perforación de 11.43 cm (4 <sup>1/2</sup> ") de diámetro que se profundiza hasta el estrato firme, el cual no sufre asentamientos. La columna metálica es un tubo galvanizado de 3.18 cm (1 <sup>1/4</sup> "), con coples a los que se les ha limado las aristas, su extremo superior termina en un 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. En la figura 3.4.4. se aprecia un banco de nivel profundo.

La columna metálica (tubo central) se protege con 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 /año) es necesario que el ademe de protección sea telescópico, mientras que en zonas con asentamientos menores puede ser simple tubo recto.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Acotaciones en cm

Figura 3.4.4. Banco de nivel profundo.

El ademe tipo telescópico se forma con tubos de PVC de 5.08 y 7.62 cm (2 y 3 ") de diámetro con uniones deslizantes, los coples de unión se colocan en los tubos de 5.08 cm (2"). El ademe simple es un tubo de PVC de 5.08 cm (2") de diámetro. Es importante que en la superficie se coloque un registro de protección e identificación.

#### INSTALACIÓN.

El banco de nivel profundo deberá localizarse alejado de cimentaciones profundas que se apoyen en el mismo estrato donde se instale el banco, la profundidad de la referencia se determinará a partir de la estratigrafía del sitio.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

Una vez que se ha seleccionado el sitio y la profundidad para la instalación del banco de nivel se procede a llevar a cabo la instalación del banco la cual puede ejecutarse con los siguientes pasos.

- a) Se hace la perforación de 11.43 cm ( $4\frac{1}{2}''$ ) hasta penetrar en el estrato firme, aproximadamente 30 cm, estabilizando la excavación con lodo bentonítico.
- b) 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.
- c) 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.
- d) Se coloca el registro de protección y se fija la tubería de registro.

## MEDICIÓN.

Para llevar a cabo las mediciones en el banco de nivel es recomendable emplear un nivel óptico 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 estadales deberán estar graduados en milímetros, tener un nivel de burbuja y base metálica. El equipo deberá revisarse en su totalidad periódicamente para verificar su estado y ajustarse en caso de ser necesario.

El procedimiento de medición recomendado es la nivelación diferencial, la cual se llevará a cabo dentro de las redes que se formen con los bancos y efectuando lecturas dobles en cada posición del aparato. Las nivelaciones que se realicen en la red de bancos deberán ser compensadas y tendrán una tolerancia de  $\pm 1$  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, preferible por la mañana.

Antes que se inicien las excavaciones de la construcción, deberá instalarse la red de bancos de nivel correspondientes y se realizará una nivelación inicial entre los bancos. Con esta nivelación se obtendrán las cotas con las que deberán relacionarse las referencias superficiales.

Durante el tiempo de construcción, las nivelaciones de la red de bancos profundos se efectuarán semanalmente, posteriormente, las nivelaciones podrán realizarse mensualmente hasta el inicio de operación o hasta que los desplazamientos verticales en los tramos se reduzcan a 1 mm/mes, posteriormente se correrán nivelaciones semestrales.

La confiabilidad de las mediciones puede comprobarse si las mediciones de los bancos profundos se refieren a bancos fijos localizados fuera de las zonas de suelos deformables.

BANCO DE NIVEL FLOTANTE.

El banco de nivel flotante permite determinar los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de las excavaciones a cielo abierto. Las mediciones en este instrumento deberán estar referidas a un banco de nivel profundo si el instrumento se encuentra en la zona de lago o a una mojonera de concreto si se encuentra en la zona de lomas.

Los elementos que integran este dispositivo son un tubo galvanizado 2.54 cm (1") de diámetro, en tramos de un metro cuya longitud es la profundidad de instalación del banco, un muerto de concreto de  $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$  de 10.16 cm (4") de diámetro y 30 cm de altura, colocado en la parte inferior de la tubería, un cople de unión entre el tubo galvanizado y el muerto de concreto y un tapón para nivelación colocado en la parte superior del tubo. En la figura 3.4.5 puede apreciarse un esquema de un banco de nivel flotante.

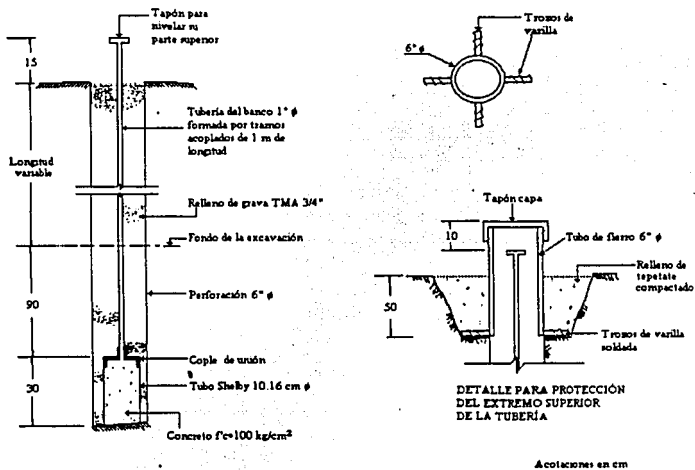


Figura 3.4.5. Banco de nivel flotante.

INSTALACIÓN.

La profundidad de instalación del banco de nivel flotante debe ser de 1.2 m abajo del nivel máximo de excavación. El banco se alojará en una perforación de 15.24 cm (6") de

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

## EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

diámetro que se elaborará con una máquina que cuente con equipo para el lavado del pozo. El procedimiento a seguir puede ser el siguiente:

- a) Se baja el cilindro de concreto a la parte inferior del pozo, acoplándole los tramos de un metro de tubo galvanizado. Debe asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo del pozo por lo que se debe cuidar la profundidad de perforación.
- b) Después de haber instalado el banco de nivel flotante, este deberá rellenarse con grava de tamaño máximo de agregado de 1.91 cm (3/4 ").

Es de gran importancia que la parte superior del aparato se proteja con un tubo de hierro de 15.24 cm (6") de diámetro y que cuente con tapón. El tubo protector debe instalarse como se aprecia en la figura 3.4.5.

Las características de la instalación de la protección del aparato dependerán de si este está en vía pública o en obra. Para el caso de vía pública el tubo protector debe estar embebido en concreto pobre, el tapón debe estar al nivel de piso y tener un candado de seguridad. Si el aparato está en obra, el tubo protector deberá instalarse en una perforación rellena con tepetate compactado, no deberá tener candado y deberá sobresalir 20 cm para que sea visible.

### MEDICIÓN.

Las mediciones del banco de nivel flotante forman parte del control topográfico de las excavaciones. Tales mediciones variarán dependiendo de los requerimientos y avances de la obra, 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 la excavación y proceso constructivo respectivamente.

Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de un metro modificando el nivel de referencia original. Por su facilidad de instalación, el tapón protector deberá instalarse al fondo de la excavación cada vez que se desacople la tubería.

### III.4.3 Extensómetros.

Dentro de los dispositivos denominados extensómetros que son muy empleados para la observación y medición de desplazamientos, tenemos la siguiente subdivisión:

- ⊙ Superficiales.
- ⊙ De sonda.
- ⊙ En Terraplenes.
- ⊙ En perforaciones.

## SUPERFICIALES.

Los extensómetros son dispositivos empleados para monitorear el cambio en la distancia de dos puntos sobre la superficie del suelo o una estructura. Pueden emplearse por ejemplo para medir la variación de la distancia entre dos puntos sobre la superficie de una excavación. Los extensómetros superficiales pueden dividirse en dos categorías:

- ❖ Medidores de grietas.
- ❖ Medidores de convergencia.

### Medidores de grietas.

Los medidores de grietas son usados generalmente para monitorear las tensiones en grietas en taludes o bien en grietas en concreto u otras estructuras, pavimentos, recubrimientos en túneles, o bien en juntas o fallas en roca. Las observaciones de fracturas sobre la superficie de roca pueden proveer de información útil relativa al comportamiento, además de que este monitoreo usualmente es menos caro que la instrumentación en perforaciones u otras técnicas superficiales. Los medidores de convergencia como su nombre lo indica son usados típicamente para monitorear la convergencia dentro de túneles, excavaciones y minas.

Los medidores de grietas pueden ser mecánicos o eléctricos, dentro de los mecánicos, existen diversos métodos y dispositivos, tales como cuñas de madera, placas de vidrio, parches de yeso, empleo de anclas y cinta, anclas y reglas de acero, anclas y alambres, placas de plástico cuadrículadas, medidores de deformación mecánicos o indicadores de disco.

El funcionamiento de los anteriores es similar por ejemplo el dispositivo de anclas y alambres tensionados usando un peso, se emplea en el monitoreo de grietas de tensión en la cresta de taludes de roca, en este dispositivo (Ver fig 3.4.6) un alambre se estira a través de las discontinuidades entre un ancla en un lado y una polea montada en una estación de medición en el otro lado. Un peso en el alambre bajo la polea mantiene la tensión. Se anexa una escala a la estación de medición detrás del alambre y un bloque de medición se fija en el alambre. La observación de la posición del bloque de medición con respecto a la escala genera la información de los desplazamientos. Un bloque extra puede alojarse en el alambre en la estación de medición arreglado de tal forma que este haga contacto con un interruptor sobre la escala, cuando se genere un movimiento predeterminado, este interruptor puede luego conectarse a una alarma si se desea.

La mayoría de los extensómetros mecánicos de grietas siguen el principio antes descrito, con la ventaja de que algunos cuentan con los actuales deformímetros eléctricos.

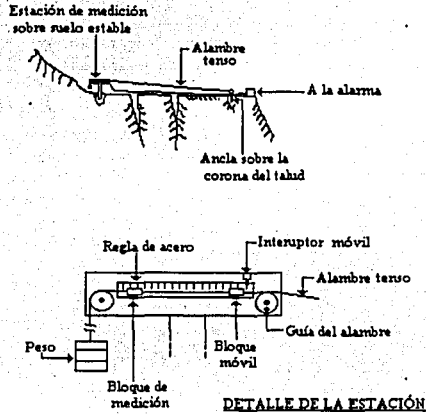


Figura 3.4.6. Medidor de grieta mecánico.

Por otra parte los extensómetros de grietas eléctricos se emplean cuando el acceso a la localización del medidor no esta disponible para el monitoreo o bien se necesita un monitoreo continuo. En general existen tres arreglos disponibles de estos dispositivos. El primero de estos arreglos consiste en un sensor de desplazamiento eléctrico lineal anexo a un soporte en un lado de la discontinuidad y arreglado para poder soportar contra una referencia en el otro lado. El segundo arreglo consiste en colocar anclas en dos lados perpendiculares a la discontinuidad y un sensor se sujeta a las anclas a través de juntas esféricas, este arreglo puede verse en la figura 3.4.7. El tercer arreglo consiste en un sistema mecánico como el de la figura 3.4.6 pero anexando un sensor de desplazamiento eléctrico lineal.

Los sensores disponibles de desplazamiento son potenciómetros lineales, transformadores diferenciales de variable lineal (LVDT), transformadores diferenciales de corriente eléctrica (DCDT), sensores de reluctancia variable (VRT) y los medidores de deformación de resistencia eléctrica y alambre vibrante, además de bobinas de inducción frecuencia-desplazamiento. De los cuales no se abundará ya que son más bien parte del diseño eléctrico de los dispositivos y no tanto de competencia del ingeniero civil, aunque no está por demás su conocimiento, en Dunicliff 1988 puede encontrarse amplia información acerca de estos dispositivos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



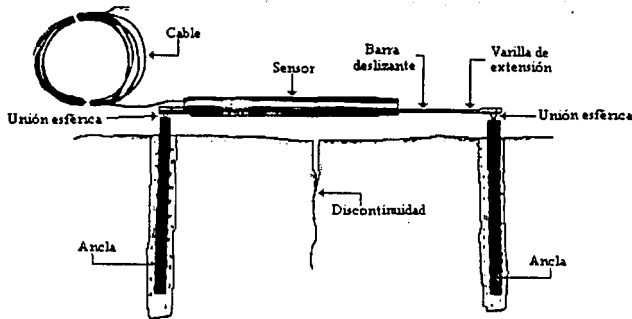


Figura 3.4.7. Medidor de grieta eléctrico.

Un solo medidor puede instalarse para monitorear la deformación perpendicular a la discontinuidad o puede usarse una versión de tres ejes para mediciones en direcciones ortogonales.

Los medidores de grietas eléctricos son obviamente más caros que los medidores mecánicos y su rango es limitado. Sin embargo el rango puede ser usualmente extendido a través de reiniciar el sensor. La precisión dependiendo del sensor está entre 0.003 y 0.13 mm. También dependiendo del sensor, las lecturas pueden ser afectadas por cambios en el alambre, temperatura y otras consideraciones.

#### Medidores de convergencia.

Por otra parte un medidor de convergencia consiste usualmente de una cinta, alambre, varilla o tubos en series con un indicador de deformación. El medidor es usualmente portátil y es anexo al tiempo de la lectura a anclas permanentemente montadas a cada lado del intervalo de medición.

Deben proveerse cubiertas protectoras para las anclas. La estabilidad de todos los medidores debe revisarse en un programa regular, tanto usando un marco de calibración provisto por el fabricante como leyendo un intervalo que se sabe es estable. El último provee una revisión sobre el medidor completo lo que es preferible a solo la parte que contiene el indicador de deformación.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Medidor de convergencia de cinta.

Un tipo de medidor de este tipo tiene orificios en la cinta a intervalos de 5 cm. La tensión en la cinta es controlada por un resorte de compresión y para estandarizar la tensión en el collar de este dispositivo es rotado hasta que las líneas que tiene trazadas se alinean, después de fijar el extensómetro a las anclas y estandarizar la tensión de la cinta, se hacen las lecturas de distancia, agregando un indicador de lectura a la cinta. La precisión es usualmente de  $\pm 0.13$  mm en un intervalo de 10 m, la cual se disminuye si se aumenta tal intervalo.

Medidores de convergencia de alambres.

Estos son similares a los medidores con cinta. Pueden emplearse con un alambre para cada intervalo de medición o estar equipados con series de collares para acomodar variaciones en el intervalo de medición. La precisión es también similar a la de los medidores de cinta más puede mejorarse a través de un alambre invar. Un aumento en la temperatura de  $10^{\circ}\text{C}$  generan una expansión en un alambre invar de 3 m, de aproximadamente 0.05 mm.

Un ejemplo de extensómetro de este tipo es el ISETH Distometer figura 3.4.8.. Fue desarrollado en Suiza por el Instituto Federal de Tecnología de Zúrich, en el cual alambres individuales invar. Son usados para cada intervalo. Su precisión es de  $\pm 0.03$  mm, para intervalos superiores a 20 m y de  $1/1000000$  de la distancia para intervalos superiores a 50 m.

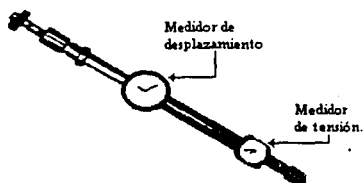


Figura 3.4.8. Distómetro ISETH.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Medidores de convergencia de varilla y tubo.

Estos consisten generalmente en tubos telescópicos o tubos rígidos, cuentan con indicadores de disco o micrómetros y asientos de contacto que se acoplan con las anclas. Algunos medidores tienen varillas o tubos invar. Otros tienen aluminio o acero galvanizado

o inoxidable para los cuales una corrección por temperatura puede aplicarse para maximizar la precisión. El rango de intervalos de medición es de 15 cm a 8 m. Estos medidores son una alternativa a los medidores de cinta o alambre para intervalos de medición verticales en túneles y minas donde el acceso a las anclas superiores es incómodo y para intervalos verticales cuya precisión es de  $\pm 0.13$  mm. Sin embargo la precisión para intervalos horizontales o inclinados se reduce por pandeo y para intervalos mayores a 3 m puede ser tan bajo como  $\pm 3$  mm. Estos dispositivos también están disponibles con sensores de desplazamiento eléctricos para lecturas tomadas a distancia.

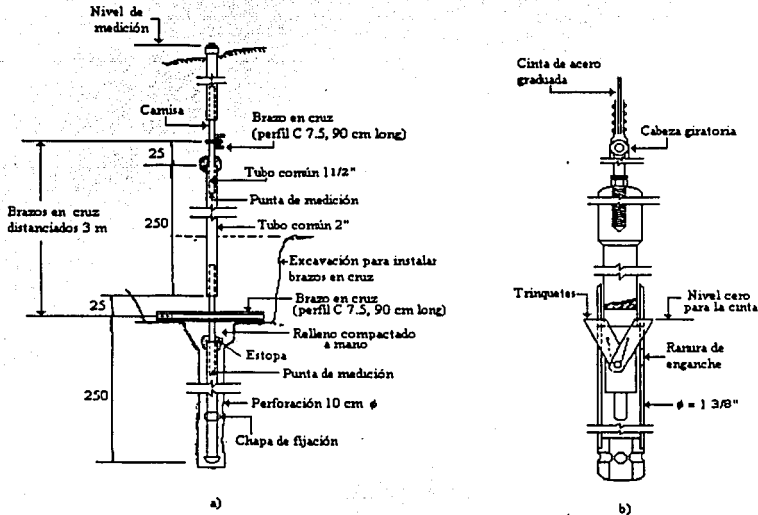
### DE SONDA.

Estos extensómetros son dispositivos para monitorear el cambio de distancia entre 2 o más puntos a lo largo de un eje común, por medio de hacer pasar una sonda a través de un tubo. Los puntos de medición a lo largo del tubo son identificados mecánicamente o eléctricamente por la sonda y la distancia entre los puntos se determina por mediciones de la posición de la sonda. Para la determinación de datos de deformación, un punto de medición debe estar en un lugar no sujeto a deformación, o su posición con respecto a datos de referencia debe estar determinado por métodos topográficos. El tubo debe estar vertical, suministrando medidas de asentamiento o empujes, puede estar horizontal suministrando mediciones de deformación lateral o puede estar inclinado.

Las aplicaciones comunes para los extensómetros de sonda son el monitoreo de compresión vertical dentro de terraplenes o cimentaciones en terraplenes, asentamiento a lo largo de excavaciones y deformación lateral de terraplenes. En general son una alternativa a los extensómetros fijados en perforaciones permitiendo más puntos de medición y minimizando el costo de materiales permanentemente instalados, pero también sus mediciones son usualmente menos precisas que aquéllas de los extensómetros fijados en perforaciones

### Torpedo medidor de asentamientos.

Uno de los dispositivos más conocidos de este tipo es el llamado torpedo medidor de asentamientos o medidor de brazos cruzados el cual fue desarrollado por el U.S. Bureau of Reclamation, para su instalación durante la construcción de presas de tierra. Este dispositivo consiste en una serie de secciones de tubo telescópico con secciones ancladas alternadas a los diferentes niveles del terraplén por brazos en cruz a intervalos de 1.5 a 3 m (Ver fig 3.4.9). Los brazos cruzados aseguran que los tubos se muevan junto una cantidad igual a la compresión del relleno en que intervienen. Las profundidades al punto de medición a la parte más baja del interior de cada tubo se sondan aproximadamente a 3 mm con una sonda con unos trinquetes sensibles enganchados con una cinta de acero. La sonda se baja un poco más del interior de cada tubo en cuestión y se levanta hasta que los trinquetes se atorran contra la parte más baja de cada tubo. Al alcanzar el fondo de todos los tubos los trinquetes se retraen y se aseguran al cuerpo de la sonda para poder extraerla.



Acotaciones en cm.

Figura 3.4.9. Torpedo medidor de asentamientos.  
 a) Disposición de los brazos en cruz,  
 b) Torpedo.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Para su instalación se requiere que el suelo inmediatamente alrededor de los tubos sea excavado y recolocado compactado a mano. Al ir colocando los brazos cruzados la elevación de un punto de referencia sobre el tubo más elevado debe determinarse a aproximadamente 3 mm por nivelación.

Para la determinación de la compresión entre los brazos cruzados, el error por nivelación debe eliminarse y debe obtenerse una precisión de  $\pm 1.3$  mm, aplicando una tensión constante en la cinta de acero, usando una polea y un contrapeso.

La versión original del medidor usaba tubos de 38 y 51 mm, lo que requería de una sonda esbelta. Actualmente, se emplean tubos de 76-102 mm, lo que permite el paso de una sonda más grande que la original. La corrosión en los tubos de acero ha causado problemas en algunas viejas instalaciones, usualmente cerca del nivel freático y especialmente en climas cálidos, donde las condiciones del suelo producen corrosión por la filtración del agua.

El uso de tubos de plástico con anillos de acero inoxidable en el punto de medición en la parte más baja de cada tubo interior podría obviar la dificultad. Una alineación pobre de los tubos o grandes deformaciones laterales han causado mal funcionamiento pero, una sonda más corta podría intentarse si la sonda estándar no pasara bajo los tubos.

#### Micrómetro deslizante.

Un desarrollo reciente del Instituto Federal de Tecnología de Zúrich, permite hacer mediciones exactas de deformación axial en el interior del tubo. En suelo y roca, comúnmente no es tan esencial demasiada exactitud, por lo que la principal aplicación de este dispositivo es la determinación de esfuerzos axiales y de flexión en muros lecherados, pilas y otras estructuras de concreto.

En la figura 3.4.10., se aprecia un arreglo básico de este dispositivo. El ademe del tubo es embebido directamente en el concreto o lechada dentro de una perforación. Los puntos de medición en forma de cono se anexas al ademe del tubo a intervalos de un metro y son acanalados para permitir el paso de la sonda (el micrómetro) consiste de una cubierta protectora a prueba de agua cargada con un resorte de bordes esféricos acanalados, un tubo invar, y un sensor de desplazamiento lineal para medir la distancia entre los bordes esféricos. Para tomar una serie de mediciones, la sonda se anexa a una barra de instalación insertada dentro de un tubo protector, los bordes esféricos se acoplan con los primeros dos puntos de medición en forma de cono y se toma la lectura. La sonda se rota entonces 45° para permitir que las esferas acanaladas pasen a través de los conos acanalados y se relocalizan sobre el próximo par de puntos de medición. El procedimiento se repite al final de la cubierta del tubo y una lejana serie de lecturas se hace mientras se retira la sonda lo que provee una revisión.

La precisión de medición entre puntos de medición adyacentes de un metro de distancia es de  $\pm 0.002$  mm ( $\pm 2$  microns, lo que corresponde a dos microstrains). Los problemas de cambio de temperatura se han eliminado a través de compensación de la propia temperatura y el sistema es usable a cualquier orientación del tubo. Un marco de calibración portátil de acero-invar está disponible para revisar el funcionamiento apropiado del instrumento y su estabilidad a largo plazo.

El micrómetro deslizante también está disponible con un sensor sensible a la gravedad montado dentro de la sonda por lo que este aparato puede usarse como un inclinómetro, para la determinación de los tres componentes de desplazamiento ortogonal a lo largo de una perforación vertical

## EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

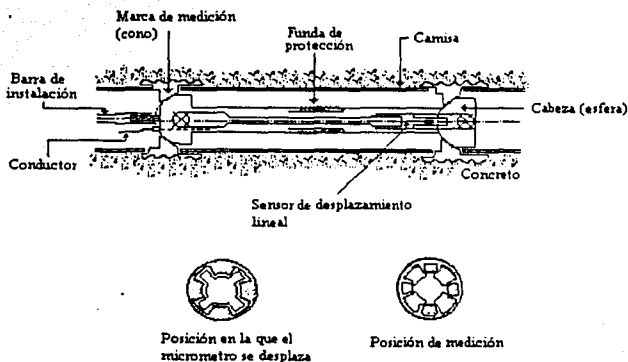


Figura 3.4.10. Micrómetro deslizante

### Medidor con bobinas de inducción desplazamiento-corriente.

Actualmente existen sondas con sensores de bobinas de inducción, estos dispositivos tienen una parte embebible, que consiste de un tubo telescópico rodeado de anillos de acero o placas del mismo material en los puntos de medición requeridos. El dispositivo lector consiste de una bobina primaria dentro de la sonda y un cable de señal conectado al indicador de corriente.

Las mediciones profundas se hacen de igual forma con una cinta de acero graduada o usando graduaciones en el cable de señal, aunque es preferible usar una cinta de acero unida a la sonda y aún mejor emplear una composición de cable y cinta metálica, lo que permite mediciones exactas sin la necesidad de líneas duales corriendo a lo largo del tubo. Las lecturas se hacen atravesando la sonda a lo largo del tubo y anotando la graduación de la cinta cuando la corriente de salida es máxima, los cambios en la lectura de corriente con el tiempo proveen información de la deformación tanto vertical como horizontalmente.

Para la determinación de deformación absoluta un anillo o placa de acero debe alojarse en un lugar que no esté sujeto a deformación o su posición debe determinarse con respecto a una referencia superficial. Para instalaciones en perforaciones el punto de medición más bajo debe alojarse a una profundidad suficiente que sirva como dato de referencia y la precisión puede maximizarse instalando tres puntos de medición y promediar las lecturas. Existen para tal dispositivo dos disposiciones, una puede ser empleando tubo corrugado con anillos de acero o bien tubo plástico rígido liso telescópico con placas de acero.

TEST  
FALLA DE ORIGEN

### EXTENSÓMETROS FIJADOS EN TERRAPLENES.

Estos dispositivos se alojan en terraplenes conforme avanza el relleno y se emplean para monitorear el cambio de distancia entre dos o más puntos a lo largo de un eje común sin el uso de una sonda móvil, estos extensómetros se usan para monitorear el asentamiento y la deformación. Dentro de estos extensómetros tenemos los siguientes dispositivos:

- ❖ La plataforma de asentamiento o asentímetro.
- ❖ El medidor mecánico con alambres tensionados.
- ❖ Medidores con sensores de desplazamiento eléctrico lineal.

#### Plataforma de asentamiento.

Esta consiste de una placa cuadrada de acero, madera o concreto alojada en la superficie original del suelo a la cual se le une un tubo vertical (Ver fig 3.4.11). Las mediciones de nivel en la parte superior del tubo proveen un registro de la elevación de la placa. La placa es usualmente de 1 ó 1.2 m<sup>2</sup> y el tubo vertical de 5 cm de diámetro de hierro negro estándar con coples atornillados o remachados. El tubo y la placa pueden ser soldados juntos o el tubo puede ser atornillado a una placa de madera o bien embebido en una placa de concreto. Algunas veces puede colocarse una camisa de protección con otro tubo con una ranura entre la placa donde se inserta el fondo del tubo camisa, este último también evita fuerzas de fricción negativa en el tubo vertical y que estas además se transmitan a la placa. La práctica ha señalado que en caso de que el terraplén sea mayor de 8 m o si la placa se sitúa en material altamente compresible es muy recomendable emplear la camisa protectora.

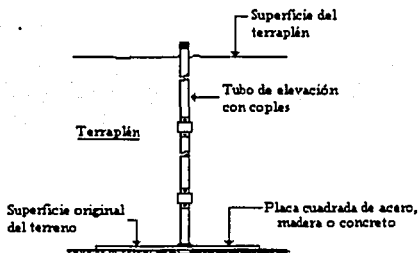


Figura 3.4.11. Plataforma de asentamiento.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

Debe tenerse absoluto cuidado de mantener el tubo vertical y que se tenga un registro de la longitud que se va añadiendo al tubo conforme se rellena el terraplén. Al momento de instalar la placa debe trazarse una marca inicial de referencia en el tubo y determinar y registrar la altura de este último. El tubo debe ser trazado a una exactitud de 3 mm a intervalos máximos de 1.5 m medidos a la marca inicial.

La ventaja principal de la plataforma de asentamiento es su simplicidad. Por otra parte sus limitaciones incluyen su tendencia a ser dañada por el equipo de construcción y la dificultad de compactación alrededor del tubo vertical. Otras desventajas son los errores en la medición causados por la adición de tubos al aumentar la altura del terraplén y por las secciones del tubo que no están totalmente verticales. Sin embargo con los debidos cuidados, las placas pueden proveer datos confiables y una precisión con un rango de  $\pm 3-25$  mm.

En los casos que exista un estrato resistente a baja profundidad se puede economizar el desempeño del dispositivo instalando un punto subsuperficial de asentamiento, este se logra a través de una perforación en la placa para colocar una ancla Borros, (Ver fig 3.4.12), lo cual permite realizar mediciones de asentamiento total empleando para su efecto una regla o escala para medir sólo una pequeña distancia, además de que se ahorra entonces la brigada de topografía.

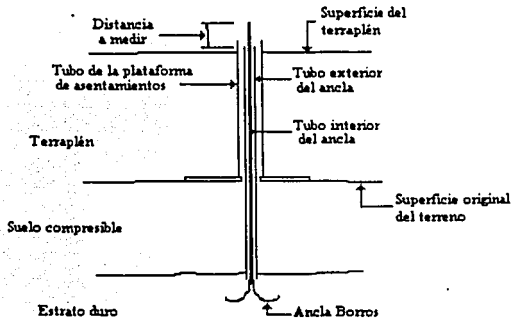


Figura 3.4.12. Esquema de una combinación de una plataforma de asentamiento y una ancla Borros.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

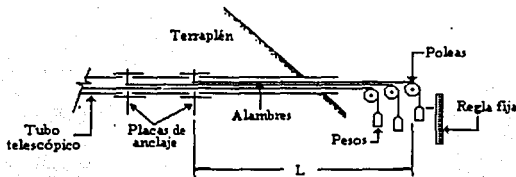


Medidor mecánico de alambres.

Los medidores con alambre tensionados se usan horizontalmente dentro de un terraplén o a lo largo de una línea en la base de un terraplén para medir deformación horizontal absoluta.

Como se puede ver en la figura 3.4.13, el medidor consiste de placas de anclaje verticales unidas a coples en tubos telescópicos alojados horizontalmente. En cada placa se unen alambres o cables de acero los cuales se llevan a lo largo del tubo al punto de medición donde el movimiento de un marco sobre el alambre es observado en relación con una referencia previamente fijada, mientras se aplica una tensión estándar al alambre.

El tubo es normalmente instalado en una zanja a baja profundidad y una terminal adjunta se requiere para alojar las poleas, pesos y regla. La precisión en este dispositivo es generalmente de  $\pm 5-20$  mm



El movimiento de la placa se mide determinando  
 $\Delta L = \Delta(\text{lectura de la regla})$

Figura 3.4.13. Medidor mecánico de alambres.

Medidores con sensores de desplazamiento eléctrico lineal.

Estos instrumentos consisten de un sensor de desplazamiento eléctrico lineal (LVDT, DCDT, potenciómetro lineal, bobina de inducción con salida de frecuencia, alambre vibrante o VRT), montado en línea con una barra que conecta dos anclas y conectado a su vez a cables para mediciones en lugares incómodos o inaccesibles (Ver fig 3.4.14). Un tubo de PVC telescópico lleno de aceite generalmente rodea la barra, el tubo debe tener aro-sellos en los coples para proveer de protección física al dispositivo y hacerlo resistente al agua.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

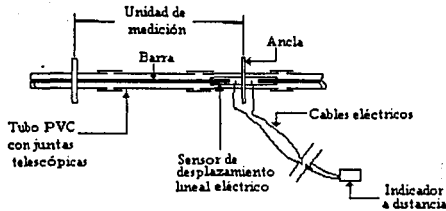


Figura 3.4.14. Esquema de un medidor con sensores de desplazamiento eléctrico lineal para un terraplén.

Su uso principal es para medir la deformación horizontal, en presas de tierra. Si la distancia entre las anclas es demasiado pequeña, las variaciones pequeñas pueden producir datos no representativos, mientras que una distancia muy grande integrará variaciones reales en un valor promedio. Un espacio apropiado entre anclas es usualmente entre tres y seis metros. Un solo medidor puede instalarse o varios pueden acoplarse en series. Pueden ser también agrupados en diferentes alineaciones para proveer datos completos de deformación en un plano horizontal. La precisión en este dispositivos es generalmente de  $\pm 0.3$  mm que corresponde a una deformación de  $\pm 0.005\%$  con un espaciamiento de anclas de 5 m.

### EXTENSÓMETROS FIJADOS EN PERFORACIONES.

Estos instrumentos se emplean para monitorear el cambio de distancia entre dos o más puntos a lo largo del eje de una perforación, sin el uso de una sonda. Las aplicaciones comunes de estos dispositivos esta en el monitoreo de la deformación de excavaciones subterráneas en roca y detrás de las caras de taludes, también se emplean en el monitoreo de asentamientos en suelo por consolidación, el abombamiento en el fondo de excavaciones, así como la deformación en estructuras de acero.

El principio de operación de estos dispositivos puede apreciarse en la figura 3.4.15, en que la distancia desde la cara del ancla de collar al fin de la barra se mide usando un sensor mecánico o eléctrico. El dispositivo en la figura muestra un extensómetro de un solo punto, pero pueden disponerse varias anclas en la perforación lo que se denomina extensómetro multipuntos. Estos últimos se emplean para monitorear la deformación o la tendencia de deformación a lo largo del eje de la perforación en una orientación apropiada, por ejemplo, en las zonas potenciales de falla y en profundidades donde puedan darse movimientos peligrosos.

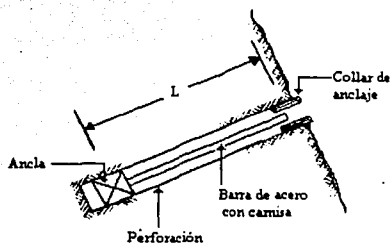


Figura 3.4.15. Principio de operación de un extensómetro fijado en una perforación.

Existen varios tipos de extensómetros fijados en perforaciones disponibles, las principales variables para la elección de estos dispositivos son: entre alambres o barras, tipo de anclas, tipo de sensor, cabeza del extensómetro o entre sí deben ser de un solo punto o multipuntos.

En general los extensómetros de barras son de un diseño más simple que los de alambres y son más fáciles de instalar, especialmente si se instala una sola ancla por perforación. Es generalmente preferible emplear extensómetros de más de 90 m de longitud pero las ventajas de las barras sobre los alambres se reducen conforme la longitud del extensómetro aumenta. Los alambres son típicamente de acero inoxidable de 0.5-1.3 mm de diámetro y estos deben tensarse antes de ensamblar por completo el extensómetro. Por otro lado las barras son de 5-13 mm de diámetro y pueden fabricarse de acero templado, acero inoxidable, aleaciones de aluminio, fibra de vidrio e invar; las barras deben introducirse en cubiertas de plástico y estas llenarse con aceite para minimizar los efectos por fricción.

En el caso de la elección de las anclas muchos fabricantes han tenido gran experiencia en ejecutar sus anclas en variedad de inclusiones por lo que sus recomendaciones deben tenerse muy en cuenta para la selección del ancla debida. Los factores que afectan su selección, son del tipo de suelo o roca, calidad, profundidad y diámetro de la perforación, inclinación y rugosidad de las paredes de la perforación, número de anclas a emplear, uso de barras o alambres y tipo de cabeza de extensómetro. Algunos tipos de anclas son las siguientes:

- ❖ Anclas de bordes expandibles,
- ❖ Anclas de resorte de carga y
- ❖ Anclas para lechadas

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

Las últimas son generalmente anclas para su uso en roca. Las anclas usualmente utilizables en suelo son las anclas hidráulicas (Ver fig 3.4.16) e incluso el tipo de ancla de tubo expandible de este tipo es empleada también en roca. En estas un tubo de metal suave es aplanado, sus extremos sellados y envueltos alrededor del cuerpo del ancla. El tubo se presuriza con aceite hidráulico para expandirlo más allá del punto de fluencia del metal y en contacto con las paredes de la perforación. Cuando se suelta la presión hidráulica el tubo mantiene su forma deformada. El tipo agujón se usa principalmente en suelos blandos donde el ancla debe ser forzada a los extremos hacia el suelo para esparcir fuerzas de anclaje y prevenir deslizamiento. El aceite hidráulico se bombea a las fuerzas de anclaje, los agujones salen fuera hacia las paredes de la perforación. Como se ve en la figura pueden contarse con versiones de anclas de una o doble acción.

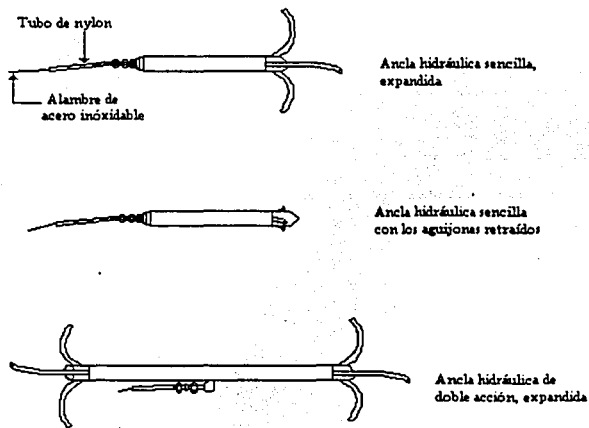


Figura 3.4.16. Anclas hidráulicas.

En el caso de la inclinación hacia extensómetros de un solo punto o multipuntos debe tenerse en cuenta que el hecho de instalar más anclas en el caso de extensómetros multipuntos se requiere de personal de instalación con más experiencia. Muchos extensómetros de un solo punto instalados lado a lado en perforaciones de diferentes longitudes pueden simular un extensómetro multipuntos y pueden resultar en total economía. Sin embargo la aplicabilidad de esta opción, es afectada por muchas condiciones específicas del sitio incluyendo la longitud de la perforación, tipo y número de anclas y cabeza de extensómetro.

1958 OCM  
FALLA DE ORIGEN

Dentro de la elección de los sensores se puede decir que los sensores mecánicos son menos costosos y usualmente más confiables y resistentes a sufrir daño. Cuando se tiene acceso al ancla de collar, los sensores mecánicos deben ser la primera opción a menos que se requiera del monitoreo remoto o automático. En otros casos los sensores automáticos deben usarse, más deben hacerse algunos arreglos dentro de la cabeza de medición sin provocar disturbios en los sensores eléctricos de manera que pueda hacerse una revisión periódica en el sistema eléctrico creando un acceso temporal.

Dentro de los sensores que se emplean están los medidores de deformación de resistencia eléctrica, micrómetros, indicadores de disco, alambres con pesos suspendidos, transformadores de desplazamiento de variable lineal, etc. En el caso del sensor de bobina de inducción tenemos el extensómetro Distofoer que son los extensómetros de este tipo más recientes. En este dispositivo, existen anillos de acero montados dentro de tubos telescópicos de PVC y el sistema es lechereado dentro de la perforación. Una sola barra central se inserta a través de todos los anillos con una bobina principal montada sobre la barra junto a cada anillo. Los cambios en la frecuencia de salida son convertidos a deformación, usando para tal efecto tablas de conversión, con una precisión de medición de cerca de  $\pm 0.03$  mm y un rango de  $\pm 60$  mm. La ventaja principal de este instrumento sobre otros extensómetros de este tipo es la ausencia de cualquier conexión mecánica entre los sensores y las paredes de la perforación. Otra versión de este dispositivo es el Radiofoer el cual permite tomar lecturas remotas con un indicador de baterías portátil (Ver fig 3.4.17). La frecuencia de salida se transmite como una señal de radio, lo que sobrepone la necesidad de usar alambres. El rango de operación para la señal en túneles ha sido de hasta 20 m y en otras partes hasta 300 m. Este dispositivo fue desarrollado originalmente para monitorear convergencia en túneles durante el avance, más ha sido empleado también para monitorear taludes de roca. Una ventaja extra es que tanto el transmisor como el sensor son recuperables.

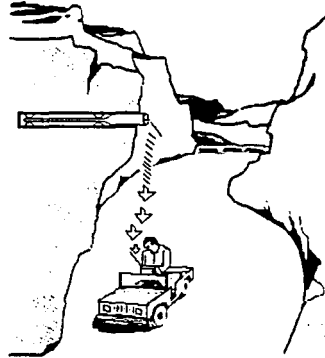


Figura 3.4.17. Extensómetro Radifor.

#### INSTALACIÓN.

La mayoría de los extensómetros fijados en perforaciones tienen diámetros de perforación mínimos y máximos permitidos y la selección del instrumento debe estar influenciado por métodos disponibles de perforación. Algunas veces la variación de diámetro permitido es muy pequeña y algunos medidores de prueba quizá se requieran para revisar si la perforación cae dentro de tolerancias permisibles.

Si es posible, las perforaciones para extensómetros multipuntos debe arreglarse de manera que el ancla de collar o el ancla interna pueda usarse como un punto de referencia inmóvil. Esta valoración debe basarse en la geología, la geometría de la excavación o la estructura y otras características del sitio. Si la fijación está en duda debe asegurarse el monitoreo de la deformación absoluta del ancla del collar por métodos topográficos o bien con un medidor de convergencia. La localización del ancla debe basarse también en valoraciones geológicas y geométricas.

En el caso de extensómetros multipuntos, al ensamblar estos las diversas barras o alambres nunca deben enredarse y deben mantenerse posiciones relativas correctas en todo momento. Es muy útil emplear códigos de colores con marcas del color correspondiente alrededor de la boca de la perforación.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

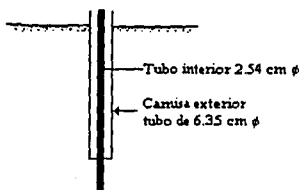
### PUNTOS SUBSUPERFICIALES DE ASENTAMIENTO.

Existe una variación de los extensómetros fijados en perforaciones, estos son los puntos subsuperficiales de asentamiento, los cuales se emplean para medir deformación absoluta más que relativa entre el collar del ancla y el ancla en sí. Estos dispositivos sirven para monitorear asentamiento bajo terraplenes y sobrecargas, bajo túneles o en excavaciones.

El dispositivo consiste esencialmente de un tubo de elevación vertical anclado al fondo de una perforación vertical y un ademe exterior para aislar al tubo de elevación de las fuerzas de fricción negativa. El asentamiento se determina midiendo la elevación del extremo superior del tubo a través de medios topográficos. Existen fundamentalmente tres arreglos, estos son:

#### Ancla hincada.

En la figura 3.4.18 puede apreciarse un arreglo llamado punto de asentamiento profundo. El ademe del tubo de este dispositivo se hinc a la profundidad requerida y se limpia. El tubo de elevación se inserta dentro del ademe y se hinc a 0.30 - 1 m, por debajo del nivel de la cubierta. Se debe colocar una referencia en el extremo superior del tubo de elevación y protegerse debidamente.



Los asentamientos en el ancla se determinan, midiendo la elevación de la parte superior del tubo interno, mediante métodos topográficos.

Figura 3.4.18. Esquema de un punto de asentamiento con una ancla hincada.

#### Ancla Borros.

Esta ancla consiste en tres agüijones de acero dentro de un tubo de acero de 2.54 cm (1") de diámetro con puntas emergiendo de ranuras en un punto de hincado cónico (Ver fig 3.4.19). El extremo superior del tubo de 2.54 cm tiene una cuerda a mano izquierda y un tubo de 6 mm se suelda en la parte superior de los agüijones.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

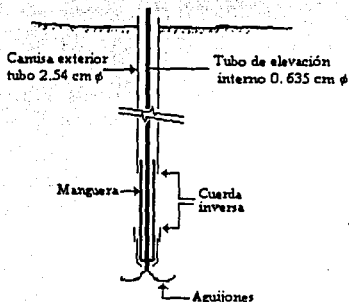


Figura 3.4.19. Ancla Borros.

Para colocar esta ancla se hace una perforación unos centímetros abajo a la profundidad planeada de anclaje, entonces el ancla se inserta anexando extensiones de la longitud del tubo de elevación y exterior. Cuando el punto alcanza el fondo del tubo exterior se hinca 0.30-1 m. Los agujones entonces se eyectan fijando el tubo de elevación

El ancla Borros provee un anclaje más positivo que la ancla hincada. Sin embargo aunque es un dispositivo frecuentemente usado y es simple, puede surgir un problema debido a que el tubo de elevación se ve obligado a salir del fondo del tubo exterior porque las fuerzas de fricción interna causan asentamiento de los agujones. El problema se minimiza instalando aro-sellos o una manguera de jardín en el espacio anular al fondo de los tubos. El asentamiento de los agujones en arcillas suaves puede también ser causado por el peso del tubo de elevación particularmente durante el período exactamente después de la instalación.

#### Ancla de espiral.

El ancla de espiral mostrada en la figura 3.4.20, sobrepone algunos de los problemas del ancla Borros. Esta ancla consiste en una o más vueltas de una barra helicoidal de bronce y esta está conectada a un tubo de 6 mm de tubo de acero (tubo de elevación). Una perforación se ejecuta unos centímetros debajo de la profundidad de anclaje de planeación, entonces se insertan el tubo de elevación, el ancla y el ademe exterior. El ancla de espiral se va girando a la elevación requerida. La perforación debe llenarse con aceite lo que provee de una protección contra la corrosión.

TESTING  
FALLA DE ORIGEN



Una vez que el tubo de elevación está propiamente anclado y protegido, la exactitud de medición de los tres arreglos depende de la exactitud de la brigada de topografía y los métodos, pero es usual una exactitud de  $\pm 3$  mm.

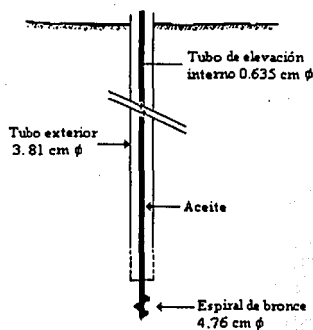


Figura 3.4.20. Ancla de espiral.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### III.4.4 Medidores de deformación transversal.

Los medidores de deformación transversal son dispositivos instalados dentro de perforaciones o tubos para el monitoreo de la deformación normal a los ejes del tubo o perforación. Uno de estos es el dispositivo denominado inclinómetro el cual se usa más ampliamente en nuestro país, por lo cual se le dará mayor atención a este dispositivo. Otros instrumentos de este tipo son: Indicadores de planos de falla, Plomadas, Péndulos invertidos, Inclinómetros in situ y Deflectómetros. De los dispositivos anteriores sólo se mencionan sus características principales y no se abunda en demasía, ya que incluso algunos de estos están en fase todavía de prueba o bien son variaciones del inclinómetro convencional.

#### INDICADORES DE PLANOS DE FALLA.

Dentro de los indicadores de planos de falla, los dispositivos van de lo rudimentario a lo más sofisticado, dentro de los dispositivos rudimentarios, tenemos las estacas de ruptura, estas son simples estacas de madera, hincadas en arcillas suaves, a una profundidad más allá de la que se anticipó como plano de falla. Al fallar el suelo, las estacas se romperán

### EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

y la profundidad del plano de falla podrá determinarse sacando la parte de cada estaca. Las estacas pueden ser de madera suave con sección transversal de 5 x 2.5 cm.

Como dispositivos más sofisticados están la tira de corte que consiste de un circuito eléctrico paralelo fabricado de resistores montados sobre una tira reforzada pero flexible y a prueba de agua, como se puede ver en la figura 3.4.21, la localización de más de dos fallas, se determina en la tira midiendo las resistencias arriba y en el fondo de la tira. Los resistores pueden también estar espaciados a cualquier intervalo, pero es usual a una distancia de 3 m y el número de resistores por tira es de 100.

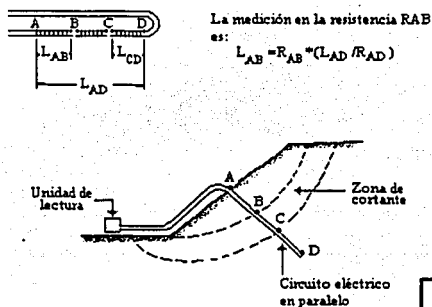


Figura 3.4.21. Esquema de un indicador de un plano de falla.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

El dispositivo se instala comúnmente en el suelo perforando un agujero de 7.6 cm de diámetro e insertando un tubo de 5.08 cm (2") de diámetro de PVC o polietileno que sirve de ademe, el cual se rellena con lechada y se va retirando el tubo. Si se desea instalar en roca la instalación es similar pero el ademe generalmente es innecesario. La tira de corte puede estar conectada a un sistema automático de registro y también a un dispositivo de alarma por si la tira llegará a romperse.

### PLOMADAS.

Las plomadas o péndulos colgantes, pueden ser usados para el monitoreo de desplazamientos horizontales de pesas de concreto y columnas o edificios altos, en la figura 3.4.22 se puede apreciar un esquema de tal dispositivo.

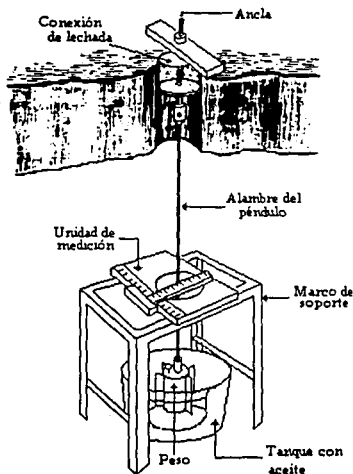


Figura 3.4.22. Esquema de un dispositivo de plomada.

Los péndulos invertidos son usados para los mismos propósitos que las plomadas y son aplicables donde no hay un acceso disponible al fondo del sistema. Pueden también usarse para medidas de exactitud de deformación absoluta de la superficie del suelo y como estaciones de control horizontal en métodos topográficos. En la figura 3.4.23 puede apreciarse la unidad de flote, la cual está libre para moverse en un tanque de agua, la unidad de flote tensiona el alambre lo que lo mantiene vertical. Claramente ambos sistemas requieren un ducto casi vertical cuando se instala conforme avanza la construcción o una perforación casi vertical instalada después de la construcción. Los instrumentos pueden ser leídos a una exactitud de  $\pm 0.5$  mm usando una regla de medición metálica.

Las ventajas tanto de las plomadas como de los péndulos invertidos incluyen su simplicidad y longevidad, pero su principal desventaja es la dificultad de crear un ducto o perforación totalmente vertical lo que requiere de un método de perforación especial.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

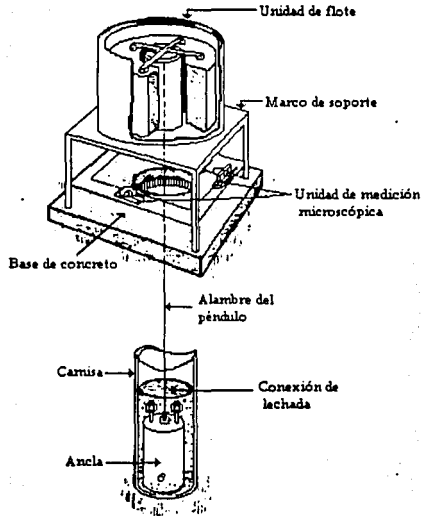


Figura 3.4.23. Péndulo invertido.

### INCLINÓMETROS IN SITU Y DEFLECTÓMETROS.

Los inclinómetros in situ están diseñados para operar en perforaciones casi verticales y proveen esencialmente los mismos datos que un inclinómetro convencional. En la figura 3.4.24 se muestra este dispositivo que consiste de una serie de sensores sensibles a la gravedad (servoacelerómetros o acelerómetros de fuerza balanceada) unidos a barras articuladas. Los sensores están situados en intervalos a lo largo del eje de la perforación y pueden ser concentrados en zonas de movimiento esperado. Los datos se calculan de la misma forma que para un inclinómetro.

Por otra parte los deflectómetros múltiples denominados también como deflectómetros en cadena operan con el mismo principio que los inclinómetros in situ pero la rotación se mide por sensores medidores de ángulos en vez de medir inclinaciones. Dentro de estos dispositivos existen dos disponibles, uno de ellos tiene un medidor de deformación de resistencia eléctrica y otro de bobinas de inducción.

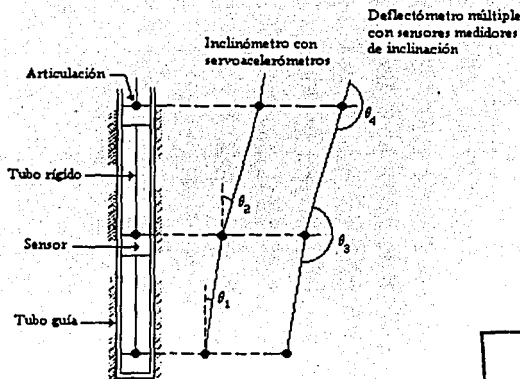


Figura 3.4.24. Esquema de un inclinómetro in situ y un deflectómetro múltiple

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Los deflectómetros múltiples son instalados usualmente en el ademe del inclinómetro convencional. El sistema puede usualmente ser removido de la perforación en cualquier momento para su mantenimiento y calibración más la continuidad de datos se verá interrumpida al remover y reemplazar el sistema.

Los deflectómetros múltiples no están limitados por la inclinación de la perforación, porque sus sensores no están referenciados a la gravedad. Por lo tanto pueden ser usados para medir deformación horizontal en una perforación horizontal. Ya que los datos que arroja un deflectómetro son calculados a través de determinar la posición de un brazo del instrumento en proporción a otro y no con respecto a la gravedad, el dispositivo no está referido a medir la rotación del sistema como un todo. Sin duda el empleo de inclinómetros es preferible al empleo de deflectómetros.

Otro tipo de deflectómetros son las versiones portátiles para emplear en perforaciones, los cuales son similares a los inclinómetros pero sin la limitación de la inclinación de la perforación. Por lo tanto pueden usarse para proveer datos sobre la deformación horizontal con un agujero horizontal. Un dispositivo de este tipo consiste usualmente de dos vigas de igual longitud conectadas por una junta articulada con un sensor angular dispuesto para medir la rotación angular entre las dos vigas. Algunos sistemas operan con los ademes de los inclinómetros convencionales y otras requieren que sean insertadas barras para su orientación. En la figura 3.4.25 se aprecia un arreglo básico de un

deflectómetro portátil que incluye sensores para la medición de deformación axial de manera que las funciones del instrumento puedan combinarse con las de un extensómetro de sonda.

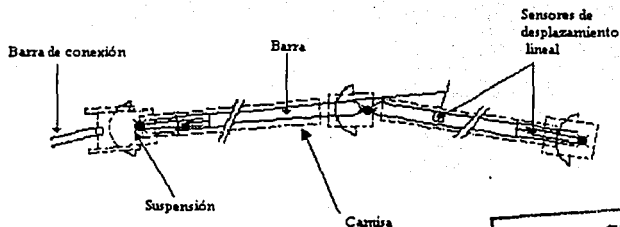


Figura 3.4.25. Extenso-Deflectómetro.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Como puede apreciarse los instrumentos anteriormente descritos son variaciones del inclinómetro, otros fueron diseñados para sobreponer errores del inclinómetro, pero en general aún se tiene como la mejor opción el uso de inclinómetros en nuestro país o es el más ampliamente usado para medir deformaciones horizontales por lo tanto a continuación se describe con mayor exactitud.

## INCLINÓMETRO.

Como se ha dicho anteriormente el inclinómetro es el instrumento más generalizado para medir deformaciones horizontales del subsuelo, este dispositivo proporciona un perfil de deformaciones horizontales con respecto a la profundidad.

Su funcionamiento consiste básicamente en colocar un tubo flexible vertical dentro del terreno, para que se deforme junto con él, las deformaciones del tubo pueden determinarse por diversos métodos, los cuales proporcionan una imagen objetiva y cuantitativa de las deformaciones horizontales del subsuelo.

Los primeros intentos reportados para hacer observaciones con este procedimiento, consistieron en la colocación de simples tubos de pequeño diámetro que se recuperaban para apreciar sus deformaciones o a los que se les introducía una varilla de menor diámetro, al flexionarse el tubo impedía el paso de la varilla, lo que daba información sobre la profundidad a la que se presentaban las deformaciones. Se intentó también emplear los detectores de inclinación de pozos petroleros profundos pero no fueron útiles estos instrumentos porque no detectan la dirección de la inclinación y por lo general solo proporcionan la inclinación máxima.

Hoy en día las deformaciones del tubo se determinan en dos direcciones ortogonales mediante un sensor de inclinación, que se introduce deslizando sobre dos ranuras guías, con el inclinómetro se realizan mediciones de la inclinación del tubo a ciertos intervalos, con las que se obtiene la deformación horizontal de cada tramo, estas deformaciones se van acumulando a lo largo de la longitud del tubo, obteniéndose su perfil de deformaciones.

Dentro de los principales aspectos que rigen la sensibilidad y precisión de los instrumentos tenemos; la precisión en la medición de las inclinaciones del tubo en diferentes fechas, no sólo por el sensor de medición, sino también por la forma como se sujeta y se orienta este sensor al tubo y por la determinación del punto de medición en diferentes fechas; la rigidez del tubo; la resistencia y tipo de falla del material con que se rellene el espacio anular entre el tubo y la perforación.

En el país el inclinómetro más empleado (Iriarte, 1986) es el desarrollado por S.D Wilson y C.W. Hancock en los años 1960's, tal dispositivo consiste en una tubería de aluminio extruido o PVC, con cuatro ranuras, en la que se introduce una sonda sujeta a la tubería por cuatro ruedas que deslizan sobre las ranuras.

En el interior del torpedo se tiene un péndulo, cuyo extremo inferior hace contacto con una resistencia semicircular, la resistencia eléctrica medida entre el punto de contacto del péndulo y el extremo de la resistencia es proporcional a la inclinación del dispositivo (Ver fig 3.4.26).

Otro tipo de inclinómetro empleado en México es el denominado digitilt (Ver fig 3.4.27), cuyo funcionamiento se basa en un par de servoacelerómetros colocados en forma transversal al eje de la sonda, al inclinarse la misma los servoacelerómetros miden a través de una masa, una fracción de la aceleración de la gravedad, que es proporcional al ángulo de inclinación. Este aparato aún no ha sido ampliamente usado en México, pero sin duda ha estado ingresando como una opción interesante.

EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

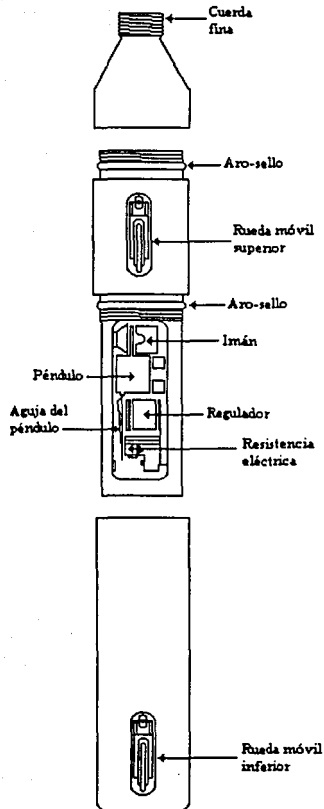


Figura 3.4.26. Inclinómetro de Wilson y Hancock.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



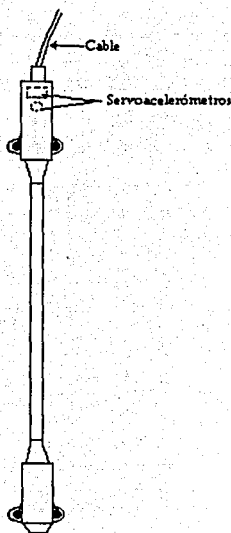
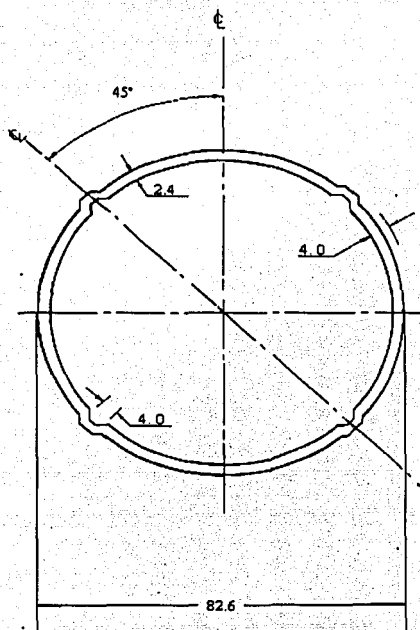


Figura 3.4.27. Inclinómetro Digital.

En nuestro país la tubería que se emplea como ademe es generalmente de aluminio extruído, con la sección transversal dispuesta con cuatro ranuras como se aprecia en la figura 3.4.28. Es usual utilizar tramos de 1.5 m de longitud con coples "media caña" de 0.30 m de longitud, dejando un espacio de 7.5 cm entre dos tubos consecutivos. En el tramo inferior se coloca un tapón de aluminio atornillado y un pasador a 55 cm del fondo, para que la sonda no entre en contacto con los azolves que se puedan acumular en el fondo de la tubería.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Acotaciones en mm

Figura 3.4.28. Sección transversal de la tubería de un inclinómetro.

Un inclinómetro consta de las siguientes cuatro partes fundamentalmente:

- ❖ Ademe.
- ❖ Sonda.
- ❖ Cable eléctrico graduado.
- ❖ Unidad de control y lectura.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

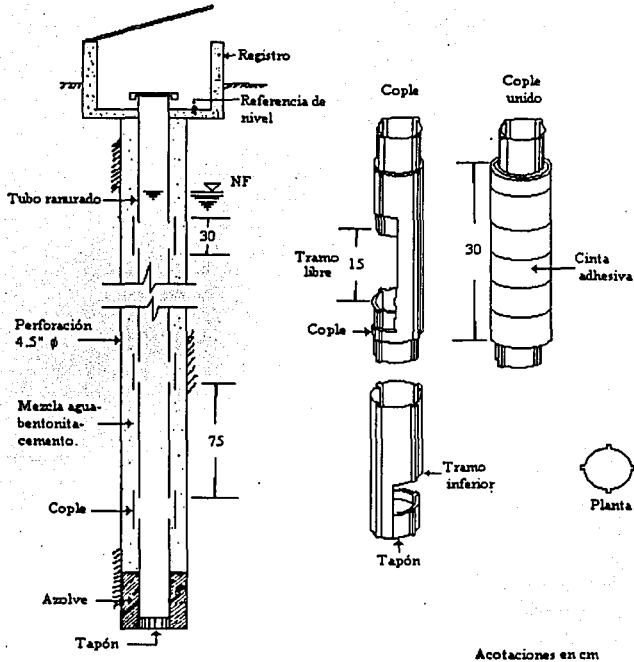


Figura 3.4.29. Partes del ademe de un inclinómetro.

**Ademe:** Es una tubería metálica o de plástico telescópica, disponible en tramos de 1.5 y 3 m de longitud, 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, fuera de la profundidad de influencia de la excavación.

**Sonda.** Es la unidad de medición portátil, que aloja el sensor de inclinación, este último consiste básicamente en una masa guía que genera una señal eléctrica proporcional a su inclinación. Dentro de los sensores más empleados están los potenciómetros eléctricos lineales, los medidores de deformación y los servoacelerómetros.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

## EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

Cable eléctrico graduado. Este como se ha visto anteriormente es una composición del cable eléctrico y una cinta de acero, que transmite las señales de la sonda hacia la unidad de registro y lectura, además sirve como referencia para conocer la profundidad de la sonda en los distintos niveles de medición.

Unidad de control 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.

### INSTALACIÓN.

Los inclinómetros deben localizarse donde los factores de estabilidad de las excavaciones sean críticos y donde existan estructuras de importancia o susceptibles de sufrir daños por asentamientos.

En cada caso deberá efectuarse un análisis para conocer el orden de la magnitud de los desplazamientos que se presentarán durante la construcción, comparando los valores así calculados con la sensibilidad del sensor de la sonda de medición, por lo que se decidirá la aplicabilidad del inclinómetro al caso en estudio y podrá elegirse el tipo de sensor y por lo tanto de sonda más adecuado. En la tabla 3.4.4 se puede apreciar una comparación entre los tipos de sensores empleados en los inclinómetros.

El potenciómetro lineal tiene un péndulo en contacto con una resistencia a la que divide en dos segmentos, los cuales forman un arreglo de medio puente y la otra mitad se encuentra en la unidad de registro, la lectura necesaria para balancear el arreglo es proporcional a la inclinación del péndulo.

Los medidores de deformación, en este caso, funcionan con un péndulo en cuyo soporte se encuentra alojado el sensor de resistencia eléctrica o cuerda vibrante. La lectura necesaria para balancear el puente en este caso completo es proporcional a la inclinación del péndulo.

El servoacelerómetro tiene una masa guía que se mueve, los acelerómetros generan una corriente eléctrica que induce una fuerza contraria a la de la masa. La corriente necesaria para detener la masa es proporcional a su inclinación.

La profundidad 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 la zona de lago y de transición se emplearán mezclas de bentonita-cemento-agua, mientras que en la zona de lomas el relleno será arena fina suelta. Los inclinómetros deben instalarse siempre antes que se inicien las excavaciones de la construcción.

Tabla 3.4.4. Comparación entre sensores empleados en el inclinómetro

	PRECISIÓN	PRECISIÓN	LECTURA TOTAL (cm)	PRECISIÓN	PRECISIÓN
Potenciómetro					
Medidores de deformación eléctrica	3	±12	57.0	6.0	30.5
Servoacelerómetro.	1	±53	81.6	4.3	50.0

En la instalación de un inclinómetro es recomendable seguir los siguientes pasos:

- 1) Se ejecuta una perforación de 11.43 cm ( $4\frac{1}{2}$ " de diámetro, se recomienda que en suelos blandos, la perforación se establezca con lodo bentonítico, así como en suelos compactos perforar en seco para evitar la alteración de las propiedades mecánicas del suelo en estudio. Al mismo tiempo se puede ir ensamblando los tramos de tubería para iniciar su instalación tan pronto se termine la perforación, debe inspeccionarse que las torsiones de la gufa de la tubería se compensen en segmentos consecutivos. De igual forma, en el extremo inferior de la tubería se colocará un tapón que evite la entrada de suelo a su interior.
- 2) Cuando se ha alcanzado la profundidad requerida, se limpia la perforación haciendo circular un fluido hasta que retorne con un mínimo de partículas sólidas. (Ver fig 3.4.30).
- 3) Se hace descender la tubería dentro de la perforación, cuidando que un par de las ranuras sean perpendiculares al eje de la excavación, durante esta etapa debe prepararse la mezcla de bentonita-cemento-agua, en caso de suelos blandos, para evitar que fragüe antes de su inyección.
- 4) Se vierte el material confinante, como se ha dicho, en suelos blandos la mezcla es de bentonita-cemento-agua, esta se inyecta a baja presión desde el fondo de la perforación, por otro lado en suelos compactos perforados en seco, se hace circular aire, desde el fondo de la perforación 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.
- 5) El extremo superior de la tubería debe fijarse con un soporte y se construye un "muerto" de concreto que servirá como registro de protección del inclinómetro, después de esto se debe marcar con una clave de identificación.
- 6) Una vez instalado debe tomarse una primera serie de lecturas, que serán la referencia para conocer la evolución de los desplazamientos horizontales durante la construcción.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

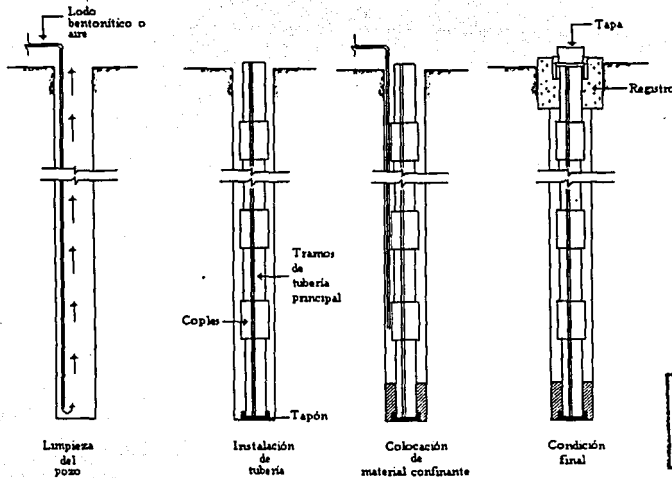


Figura 3.4.30. Procedimiento de instalación de un inclinómetro.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### CÁLCULOS Y MEDICIONES.

La medición se realiza bajando la sonda a través del ademe para tomar las lecturas de inclinación a distintas profundidades, los errores de las mediciones pueden reducirse si se toma en cuenta lo siguiente:

- El equipo debe calibrarse periódicamente para detectar cualquier cambio en la constante que relaciona las lecturas con las inclinaciones.
- Antes de iniciar las mediciones debe verificarse que el equipo se encuentre en buenas condiciones y que el cero del instrumento permanezca sin variaciones.
- Cada serie de lecturas debe repetirse girando la sonda  $180^\circ$ , ya que en la mayoría de las sondas, la suma o resta de estas lecturas es una constante que puede verificarse fácilmente en el campo, en caso de obtenerse un valor distinto al constante (variación de  $\pm 5$  unidades), deberán repetirse las lecturas correspondientes.
- Durante la toma de lecturas debe contarse con los registros de las mediciones anteriores, para poder detectar diferencias significativas originadas por desplazamientos o errores de medición, así podrán verificarse oportunamente las lecturas que presenten la mayor desviación.

- e) El equipo en su totalidad es delicado por lo que debe dársele mantenimiento cada vez que se lo utiliza. Como mínimo deberá limpiarse y engrasarse para evitar corrosión en cualquiera de sus partes.

El procedimiento de cálculo se basa en la integración numérica de las lecturas a partir del extremo inferior de la tubería, que se considera fijo, la expresión para el cálculo tiene la siguiente forma:

$$\delta_{yi} = d_{yi-1} + \frac{I_0 + I_{180}}{2} K$$

que equivale a:

$$\delta_{yi} = K \sum_{j=1}^i \frac{(I_0 + I_{180})j}{2}$$

con

$$K = k \left( \frac{L}{\Delta L} \right)$$

Donde:

$\delta_{yi}$  = desplazamiento horizontal con el punto i.

K = constante de cálculo.

k = constante del aparato

$\Delta L$  = distancia entre lecturas.

$(I_0 + I_{180})j$  = suma de las lecturas de inclinación a 0 y 180° en el punto j.

El error D en el cálculo del desplazamiento asociado a la sensibilidad de la sonda, puede obtenerse mediante la expresión:

$$D = \sigma \left( \frac{L}{\sqrt{n}} \right)$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Donde:

$\sigma$  = desviación estándar de la medición de inclinación, aproximadamente igual a la sensibilidad de la sonda.

L = longitud total de la tubería.

n = número de lecturas.

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 u operación de la sonda o bien por mal funcionamiento.

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

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

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

#### ***III.4.5. Medidores de nivel de líquidos.***

Estos instrumentos incorporan un tubo o conducto lleno de líquido para la determinación de deformación vertical relativa. Esta elevación relativa se determina de la equivalencia de nivel de líquido en un manómetro o de la presión transmitida por el líquido.

La aplicación principal de estos medidores es el monitoreo de asentamiento en terraplenes. Estos medidores solamente proveen una noción de elevaciones relativas entre dos puntos, si se requiere de mediciones de asentamiento absoluto o de expansiones del fondo de una excavación, los datos deben referirse a un banco de nivel profundo.



En general los medidores de nivel de líquidos son sensibles a los cambios de densidad en los líquidos a causa de variaciones de temperatura, a los efectos de la tensión superficial y a cualquier discontinuidad del líquido en el tubo. La mayor fuente potencial de error es la discontinuidad de líquido causada por la presencia de aire, por lo que debe tenerse mucho cuidado con esto. También pueden generarse errores por la oxidación del tubo lo que causa contaminación y bloqueo del tubo.

La clasificación de estos dispositivos puede ser la siguiente:

- Ⓢ Medidor con ambos extremos al mismo nivel.
- Ⓢ Medidor con unidad de registro sobre el nivel de la celda.
- Ⓢ Medidor de perfil.

### MEDIDOR CON AMBOS EXTREMOS AL MISMO NIVEL.

El más sencillo de estos dispositivos consistía de una simple manguera de goma transparente llamada nivel de agua de Terzagui que consiste en dos tubos de vidrio unidos entre sí por una manguera de goma, llenos de agua. En cada tubo de vidrio, la posición del nivel del agua se mide utilizando tornillo micrométrico. Como las distancias verticales  $z_0$  son constantes e iguales para ambos tubos, la medición de  $z_1-z_2$  por medio del tornillo micrométrico provee la diferencia de elevación entre dos puntos como igual a  $z_1-z_2$ . El error inherente al uso de este dispositivo es aproximadamente de 0.005 cm. Con el objeto de eliminar errores sistemáticos y proveer un control de las lecturas individuales, es deseable determinar la diferencia de elevación entre dos puntos de medición con los tubos de vidrio en una posición y después repetir las operaciones con los tubos de vidrio intercambiados. Debe tenerse cuidado que toda la manguera esté al sol o a sombra, pues la diferencia en la densidad del agua, causada por la diferencia de temperatura puede introducir un error considerable. Diferencias en la presión atmosférica en los tubos pueden también conducir a errores significativos. Eliminando los tornillos micrométricos y leyendo el nivel del agua con una escala graduada adosada al tubo de vidrio, se obtiene un nivel de agua muy simple que puede leerse con una aproximación de alrededor de 1 mm. En la figura 3.4.31 puede apreciarse un esquema de tal dispositivo.

Actualmente estos dispositivos se los conoce como medidores de sobreflujo, uno de los dispositivos más comunes disponibles de este tipo se aprecia en la figura 3.4.32, este instrumento se lee normalmente agregando un líquido al tubo (tubo de flujo) en la estación de registro generando un sobreflujo en la celda de manera que el nivel visible en la unidad de registro se establezca al mismo nivel que el punto de sobreflujo. Es necesario un tubo que sirve como ventilación el cual es esencial para mantener la presión igual en ambas superficies del líquido, es necesario también tener un tubo dren para poder descargar la celda, una vez hecha la medición. Existe una versión con un cuarto tubo y este con tubos duplicados, lo que provee una verificación de corrección de las lecturas lo que es preferible.

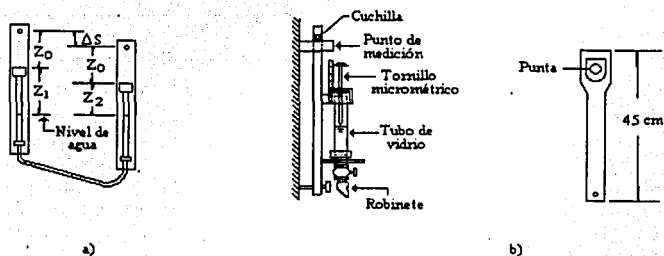


Figura 3.4.31. Nivel de agua. a) Diagrama esquemático del nivel, b) Detalle de los tubos de vidrio y del tornillo micrométrico empleados para medir.

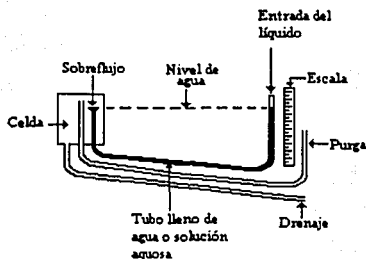


Figura 3.4.32. Esquema de un medidor de sobreflujo con ambos extremos a la misma elevación.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

El diámetro del tubo de ventilación debe ser lo suficientemente grande para crear un equilibrio de la presión a lo largo del tubo pero tan pequeño como para que el agua que entre en el tubo pueda ser retirada. Un diámetro interno de 6 mm en el tubo de ventilación parece ser un máximo para poder asegurar que el agua podrá ser retirada y aún con este diámetro, un flujo continuo permanente de aire seco es necesario para remover la película de agua que quede en el tubo. Si la película no es removida después de desalojar el agua se conectará en un punto bajo formando una trampa de agua. Un diámetro interno de 6 mm puede asegurar una presión de equilibrio de un error de 0.1 mm columna de agua en 5 minutos sobre 180 m. El diámetro interno del tubo dren generalmente es el mismo del de ventilación. Por lo anterior es recomendable para los tres tubos un diámetro interno de 6

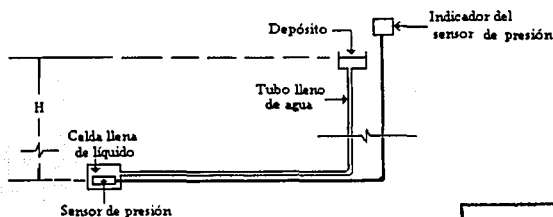
mm. El volumen interno de la celda entre el punto de sobre-flujo y la conexión de tubo dren debe ser mucho mayor que el volumen en el tubo de flujo, de forma tal que el punto de sobre-flujo no quede sumergido durante el flujo de líquido.

### MEDIDOR CON UNIDAD DE REGISTRO SOBRE EL NIVEL DE LA CELDA.

Dentro de estos dispositivos el sensor puede alojarse en la celda o en la unidad de registro.

#### Medidor con el sensor de presión en la celda.

En la figura 3.4.33 puede apreciarse un esquema de este dispositivo. El sensor puede ser de tipo neumático o de alambre vibrante. La superficie superior de la columna de líquido está a una elevación conocida en la unidad de registro, por lo que la elevación relativa del sensor y del contenedor puede determinarse de la medición de presión y la densidad del líquido. En la figura 3.4.33 se muestra solamente un tubo de conducción pero es preferible la existencia de dos tubos de manera que el flujo sea posible y puedan hacerse mediciones independientes en cada tubo como una revisión.



$$P = H \gamma$$

$P$  = Presión

$H$  = elevación de la celda

$\gamma$  = densidad del líquido

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 3.4.33. Esquema de un medidor con el sensor de presión en la celda.

La precisión de estos tubos depende principalmente de que el sensor de presión lea la columna de líquido correctamente y de que el líquido transmita la presión estática correctamente desde la superficie libre del contenedor al diafragma del sensor de presión.

Es muy recomendable tener un controlador de flujo y que este sea insensible a las variaciones de temperatura, así como que su exactitud sea de 0.5 cm<sup>3</sup>/min. Los controladores de flujo empleados para monitorear presión de poro no son adecuados para monitorear asentamiento. También es muy importante usar un sensor neumático con un

desplazamiento volumétrico del diafragma muy bajo ya que uno grande puede generar que una presión surja en el tubo de flujo y por lo tanto generen errores.

Cuando se use un sensor de alambre vibrante se debe poner atención a que si la cavidad detrás del diafragma se sella herméticamente, el medidor es sensible a cambios en la presión barométrica. Por otra parte si la cavidad se purga a la atmósfera para evitar tal limitación, el sensor quedará sujeto a corrosión, por lo que sí entra agua al tubo de ventilación se pueden generar errores significativos causados por las interfaces aire-agua.

La precisión de los medidores con sensores neumáticos y soluciones acuosas (estas para solucionar el problema de la transmisión de la presión estática del contenedor al diafragma), está limitada generalmente a  $\pm 13$  mm. Los medidores con sensores de alambre vibrante y mercurio pueden ser usados para obtener mayor precisión, finalmente el ingeniero encargado de elegir el dispositivo adecuado tendrá que contrapesar las ventajas y desventajas.

#### Medidores con sensores en la unidad de registro.

En la figura 3.4.34 se aprecia un ejemplo de este dispositivo con solo dos tubos, más es recomendable que tengan dos tubos de flujo y dos tubos de aire para poder generar un flujo que permita mediciones independientes en cada tubo como revisión. El diámetro interno de los tubos puede ser de 4.3-6 mm si se emplean soluciones acuosas. El saco de goma, está fabricado ligeramente más grande que la cubierta rígida de la celda por lo que nunca está tenso inicialmente, los tubos de flujo se conectan al contenedor para asegurar que el saco de goma se expande para llenar la cubierta rígida. Entonces se aplica suficiente presión de aire para sobreponer la columna de líquido H, con lo que se comprime el líquido ligeramente asegurando que todo el líquido esta a una presión mayor de la atmosférica y que la presión de aire y líquido a través del saco son iguales. El cambio en las lecturas del sensor de presión divididas entre la densidad del líquido nos proporciona la deformación vertical directamente.

El medidor de la figura 3.4.34 tiene las dos principales ventajas siguientes comparado con el de la fig 3.4.33.

- a) Se puede hacer una revisión de la continuidad del líquido, tomando lecturas conforme se aumenta la presión del aire. Si se disponen de dos tubos de flujo se pueden tomar lecturas separadas para una revisión adicional.
- b) El sensor puede revisarse y recalibrarse si es necesario.

El medidor de contrapresión mostrado en la figura 3.4.34 puede también emplearse con una unidad de registro por debajo del nivel de la celda, pero existen alternativas de medidores de contraflujo que pueden emplearse con la unidad de registro bajo el nivel de la celda aplicando una presión al extremo de la unidad de registro del tubo de flujo.

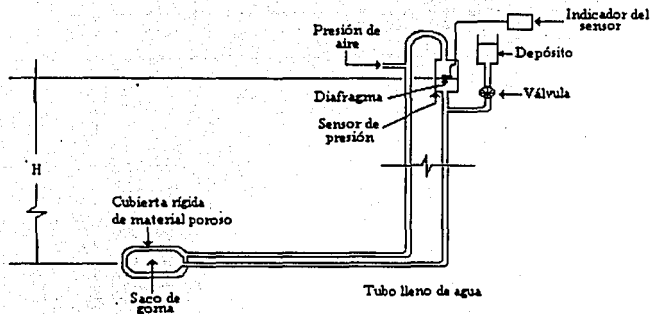


Figura 3.4.34. Esquema de un medidor con el sensor de presión en la unidad de registro.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

#### MEDIDOR DE PERFIL.

La mayoría de los medidores de perfil consisten de un conducto de plástico casi horizontal y de un instrumento que puede ser jalado a lo largo del conducto. Las lecturas se hacen en puntos dentro del conducto y puede determinarse un perfil vertical completo. Las diferencias en el perfil vertical con el tiempo proveen de datos para la determinación de deformación vertical.

Estos medidores son particularmente apropiados donde la deformación vertical es probablemente no uniforme, de manera que muchos medidores de una sola celda serían requeridos. Los medidores de perfil proveen los mismos datos que un inclinómetro si este estuviese en su ademe horizontalmente y de hecho un inclinómetro es más útil si se requiere de gran exactitud. La mayoría de estos medidores pueden también ser usados para determinación de elevaciones a lo largo de una perforación casi horizontal o inclinada a lo largo de una conducción o alcantarilla invertida.

Los instrumentos pueden ser revisados diariamente y sus disfunciones corregidas en el laboratorio. La parte costosa y calibrada del sistema es portátil y puede ser usada en diferentes sitios.

La distancia del instrumento de un extremo del conducto esta establecido por graduaciones sobre una línea de tracción y debe ser controlada cuidadosamente. Por ejemplo si parte del conducto esta inclinado a un ángulo de  $10^\circ$  con la horizontal, cuando se use una solución acua en el sistema, un error de posición longitudinal de 25 mm causará un



La longitud estándar de los tubos es de 150 m. permitiendo perfiles superiores a 300 m. si se tiene acceso disponible a ambos extremos del tubo. La diferencia de elevación entre la sonda y la unidad de registro está limitada por la fuerza del saco en aproximadamente 3 m.

#### Medidores con el sensor de presión en la unidad de registro y tubo de flujo.

El medidor de la figura 3.4.34 con el sensor de presión en la unidad de registro, puede fabricarse como medidor de perfil, porque de este modo se aplica una contrapresión al líquido, por ello esta versión es preferible a la versión con el sensor en la sonda.

#### Medidores con el sensor de presión en la sonda sin tubo de flujo.

Los dos dispositivos anteriores tienen un tubo de flujo y ello produce que tienda a ser engorrosa la determinación de las lecturas. También el líquido en el tubo de flujo puede estar sujeto a grandes cambios de temperatura durante la inserción y retiro del tubo con consecuentes errores térmicos. En un esfuerzo por sobreponerse a tales limitaciones se han desarrollado muchos medidores para que un sensor de presión sea empotrado a lo largo del tubo de flujo, tal arreglo se aprecia en la figura 3.4.36.

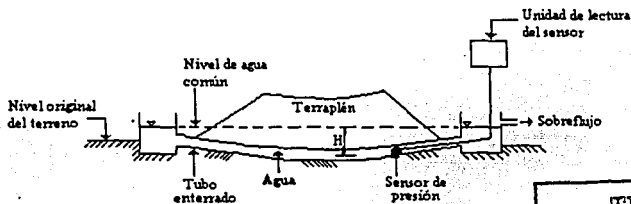


Figura 3.4.36. Esquema de un medidor de perfil sin tubo de flujo

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Debe proporcionarse a este dispositivo terminales para la salida del aire, así como de taludes pronunciados ascendentes hacia los extremos del tubo o un diámetro interno de 6 mm. Cuando se emplea este dispositivo es muy recomendable que se verifiquen los datos de elevación y se comparen con otros producidos por métodos topográficos. Por lo anterior en muchos casos es mejor usar aquellos dispositivos con tubos de flujo.

#### Medidores de asentamiento de doble fluido.

Este medidor fue desarrollado en Inglaterra por el Laboratorio de Investigación de Caminos; este consiste de un contenedor con mercurio enterrado, el cual se presuriza con

### EQUIPO EMPLEADO EN LA INSTRUMENTACIÓN.

aire durante la toma de lecturas y el mercurio se conduce a lo largo de un tubo de nylon de 2.8 mm de diámetro. La posición del mercurio se detecta por contactos eléctricos en el tubo y el asentamiento se determina midiendo la presión del aire.

Con el tiempo tal diseño sufrió modificaciones creando un sistema multipuntos, con puntos de medición intermedios, en este los errores estimados fueron menores a  $\pm 2.5$  mm sobre distancias mayores a 60 m. entre el contenedor de mercurio y la estación de registro.

Después se desarrolló el medidor de doble fluido por los ingenieros del proyecto de la construcción de la presa Tarbela en Pakistán. El principio de operación de este dispositivo se muestra en la figura 3.4.37 donde un lazo continuo de tubo de nylon de polietileno de diámetro inferior a 2.8 mm se instala en una zanja casi horizontal y los extremos del lazo se terminan en un punto accesible común. Antes de las mediciones el tubo se llena con agua desaireada. Durante la fase de medición se forma una interfaz agua-mercurio y se permite que el mercurio fluya en el tubo haciendo avanzar la interfaz. Manteniendo la superficie libre del mercurio a un nivel constante y monitoreando la presión en la parte superior de la columna de agua como se ve en la figura 3.4.37 se obtiene un registro continuo de la elevación de la interfaz. La posición de la interfaz se determina midiendo el volumen de agua expulsada del tubo, una confirmación de la posición de la interfaz puede obtenerse creando pequeños tubos de subida en varios puntos en el tubo durante la instalación y usándolos como indicadores. Al final de la secuencia de medición el mercurio se remueve del tubo y se reemplaza con agua.

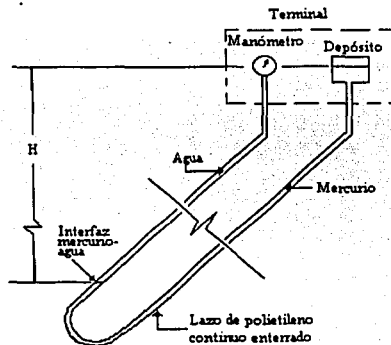


Figura 3.4.37. Esquema de un medidor de asentamiento de doble fluido.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



En la presa Tarbela la longitud individual de los tubos excedía los 1220 m., claramente ningún otro dispositivo podría haber provisto un perfil de asentamiento continuo para este caso. Desde su original desarrollo el sistema ha sido mejorado y empleado exitosamente en diversas presas de tierra, notablemente para determinar el perfil de asentamientos a través de zonas de diferente compresibilidad.

Es muy oportuno que el talud del conducto no exceda 1:10, para prevenir la posibilidad de que se rompa la interfaz durante el cambio/inicio de una transición, cuando el instrumento se lee manualmente. Sin embargo la interfaz se rompe generalmente cuando el operador permite una proporción desmedida de alimentación de mercurio. Lo anterior se ha eliminado con uno de los dispositivos mejorados del medidor que cuenta con un sistema de alimentación automática, que ha demostrado que no se genera un rompimiento aún cuando la interfaz se forza a hacer una vuelta a 180° en un tubo vertical enrollado.

Cuando se instale la tubería debe duplicarse la longitud instalada a lo largo del tubo principal para evitar su daño por la aplicación de presión excesiva.

#### Medidores multipuntos.

Por otra parte se han creado también varios medidores multipuntos, pero la mayoría de los usuarios prefieren instalar varios medidores de una sola celda, usualmente por que la falla en una celda en un sistema multipuntos provoca una falla de todo el sistema. Un medidor multipuntos consiste de una serie de cámaras interconectadas de tubos de flujo localizadas a elevaciones similares donde los diferentes niveles son registrados por un DCDT en cada cámara. Sin embargo a pesar de sus desventajas, existen, por lo que no hay que descartarlos del todo. La figura 3.4.38 muestra un esquema de este tipo de sistemas.

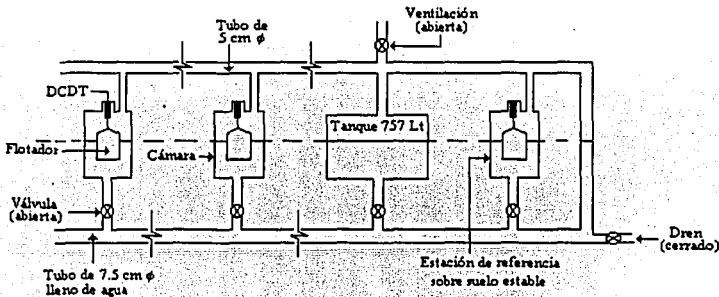


Figura 3.4.38. Esquema de un medidor multipuntos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

#### IV. EJEMPLOS DE LA APLICACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN.

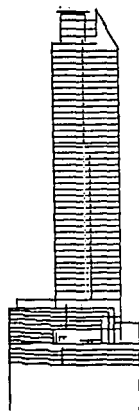
##### IV.1.1. Instrumentación de la torre ICA-REICHMANN.

###### ANTECEDENTES.

La empresa mexicana Ingenieros Civiles Asociados: S.A. D de C.V. y la canadiense Reichmann International, han sumado experiencias, recursos y voluntades. Para desarrollar en México la construcción de la Torre ICA-Reichmann.

El proyecto se ubica en la avenida paseo de la Reforma, entre las calles de Ródano, Río Elba y Río Atoyac, en la colonia Cuauhtémoc.

El edificio en cuestión tendrá 55 niveles sobre el nivel de banquetea y cuatro niveles subterráneos, a partir del piso 11, la torre se elevará con una geometría más esbelta hasta alcanzar una altura máxima de 226 m. (Ver fig 4.1)



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 4.1. Proyecto arquitectónico de la torre ICA-Reichmann.

El predio que ocupará este desarrollo tiene un área de 6, 377 m<sup>2</sup> y la superficie construida será de 132,761 m<sup>2</sup>. Su uso será destinado principalmente a albergar oficinas,

## CONCEPTOS BÁSICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN EN GEOTECNIA.

comercios, restaurantes y un hotel, así como los servicios necesarios para su adecuado funcionamiento, incluyendo un helipuerto.

El proyecto ha sido resultado de la participación de numerosos especialistas de todas las disciplinas que intervienen para un edificio de esta magnitud, entre las cuales destacan: estructuras, mecánica de suelos e ingeniería sísmica, dadas las condiciones estratigráficas y de riesgo sísmico que prevalece en la ciudad de México. Particularmente el sitio de interés se ubica en la frontera de la zona de Lago y la zona de Transición del Valle de México, cuya estratigrafía se muestra en forma esquemática en la figura 4.2.

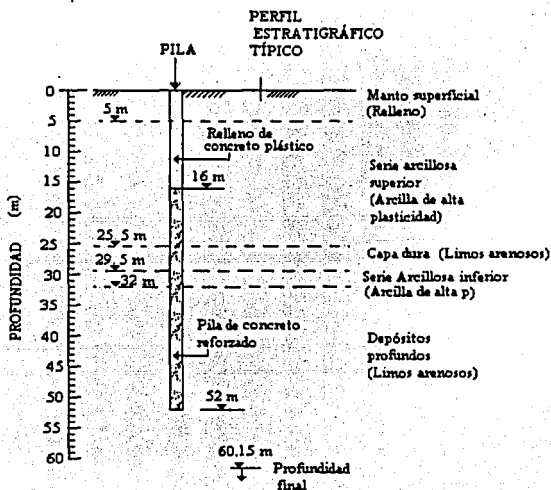


Figura 4.2. Estratigrafía y características de las pilas de cimentación.

A partir de los diversos estudios llevados a cabo por los diseñadores, se definieron las características de la cimentación profunda requerida para el edificio, consistente en un cajón desplazado a 16 m. de profundidad en un área de 80 x 80 m, y soportado por 251 pilas con diámetros de 1.0, 1.2 y 1.5 m, las cuales penetran en los depósitos profundos, alcanzando profundidades de 46 a 52 m. (figura 4.2).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## *EJEMPLOS DE LA APLICACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN.*

Para llevar a cabo dicha solución se ejecutó una extensa campaña de exploración del subsuelo, con métodos directos e indirectos, ensayos de laboratorio y pruebas de carga en pilas construidas ex profeso, aplicando la tecnología de punta para su instrumentación.

Además de servir para precisar el dimensionamiento de las pilas, las pruebas permitieron conocer en cierta medida la forma en que ocurrió la transferencia de carga del suelo de cimentación, ya que ambas pilas PA y PB, fueron instrumentadas mediante deformímetros eléctricos (medidores de deformación "strain gages") para acero distribuidos en toda su longitud.

Una vez establecidas las características definitivas de la cimentación profunda, se procedió a su construcción y surgió entonces el planteamiento de continuar la verificación del diseño, proponiéndose a instrumentar algunas de las pilas de la propia subestructura, para observar con mayor detalle el proceso de transferencia de carga durante la construcción y a lo largo de la vida útil de la Torre mayor, tanto en condiciones estáticas como dinámicas.

Así fue que se desarrolló el Proyecto de Instrumentación Sismo-geotécnica de la cimentación de la torre mayor, con la asesoría de especialistas en cimentaciones y dinámica de suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM y de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, así como de otros ingenieros de alto nivel, integrantes del comité técnico de la obra.

Para alcanzar el objetivo general antes expuesto, se pretende evaluar los siguientes aspectos particulares:

- ❖ Los esfuerzos de tensión en las pilas durante la excavación.
- ❖ La participación conjunta de la capacidad por fricción y por punta.
- ❖ El factor de escala aplicable a la capacidad por punta.
- ❖ El comportamiento de la cimentación a largo plazo.
- ❖ Los parámetros del sistema suelo-cimentación para el análisis de estructuras con amortiguadores viscosos.

### *IV.1.2 Proyecto de instrumentación*

En la primera propuesta emitida por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se señalaron las variables internas más significativas por estudiar que son:

- ❖ Las cargas sobre las pilas y la definición de la contribución de base y fuste para soportarlas.
- ❖ La presión de agua del subsuelo en la cercanía de esas pilas.
- ❖ La presión vertical en el contacto de la losa de cimentación y el subsuelo.

- ❖ La deformación de los diferentes estratos del suelo bajo la cimentación.
- ❖ Las aceleraciones experimentadas por el cajón de cimentación.

Se hizo énfasis en la posibilidad de monitorear estas variables durante la ocurrencia de sismos intensos, que es un rango distintivo de esta propuesta.

Tales observaciones fueron la base para desarrollar el proyecto definitivo al que se llegó después de una serie de cambios y precisiones derivadas de las reuniones sostenidas con el comité técnico de la obra, los cuales marcaron una reducción en el alcance original, de manera que finalmente las partes que cubrirá la propuesta son las que se enlistan a continuación:

- ❖ Instrumentación de las pilas.
- ❖ Instrumentación piezométrica.
- ❖ Instrumentación de la losa de cimentación.
- ❖ Instrumentación para monitorear movimientos verticales del subsuelo a profundidad.

La instalación de acelerógrafos quedó excluida de la propuesta, por considerarse que podrá hacerse al tiempo que se lleve a cabo la instrumentación de la superestructura, en otro proyecto independiente. Los acelerógrafos se consideran más bien dentro de la instrumentación sísmica, es por ello también que en este trabajo no se contemplan, aunque eso no significa que no sean importantes, ya que como veremos más adelante tales instrumentos generan información útil para el mejor conocimiento del comportamiento de la estructura.

En la figura 4.3. se muestra la planta de cimentación de la Torre con la ubicación de los distintos tipos de instrumentos.

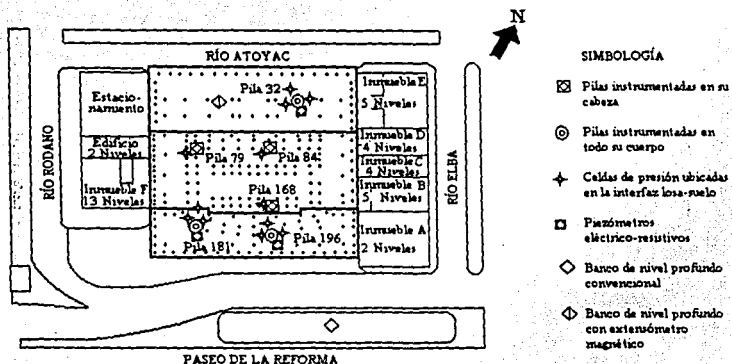


Figura 4.3. Planta de la cimentación instrumentada.

## INSTRUMENTACIÓN DE PILAS.

Como se ha dicho, esta instrumentación está orientada fundamentalmente a la medición de las cargas actuantes en la punta y en el fuste de las pilas, con objeto de precisar el mecanismo de transferencia de carga al suelo circundante, habiéndose seleccionado para ello a las pilas denominadas con los números 181 y 196 que forman parte del arco de circunferencia de la fachada frontal y la número 32 que se sitúa en la parte posterior del inmueble.

Adicionalmente, se pretende evaluar las cargas actuantes en la cabeza de las pilas para corroborar su magnitud, distribución y evolución, respecto a los valores adoptados en el diseño, seleccionando en este caso a las identificadas con los números 79, 84 y 168, ubicadas todas bajo el cuerpo central de la torre.

En ambos casos las mediciones servirán para explicar el comportamiento tanto en condiciones normales de trabajo, como durante eventos sísmicos o vientos intensos.

Los sensores empleados son todos de tipo eléctrico, atendiendo a la necesidad de un monitoreo automático, a su confiabilidad, a su costo y a la facilidad para la toma de lecturas. Sin embargo, no todos los sensores están conectados a este sistema de registro ya que no es conveniente tener un sistema centralizado y único, sino que también se ha previsto contar con algunos sensores redundantes y con principios de medición distintos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## CONCEPTOS BÁSICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN EN GEOTECNIA.

Bajo tales premisas se propuso un sistema que incluye celdas de carga y deformímetros de tipo resistencia eléctrica y alambre vibrante.

Con los deformímetros se pretende medir las deformaciones tanto del acero de refuerzo como del concreto de las pilas. En las tres primeras se instalaron a elevaciones específicas que coinciden aproximadamente con el centro de los diferentes estratos interceptados. En la figura 4.4 se muestra un ejemplo del diagrama de instalaciones de una de las seis pilas instrumentadas en todo su cuerpo. Por otro lado en la figura 4.5 se muestra un esquema general de instrumentación en la cabeza de las pilas 79, 84 y 168.

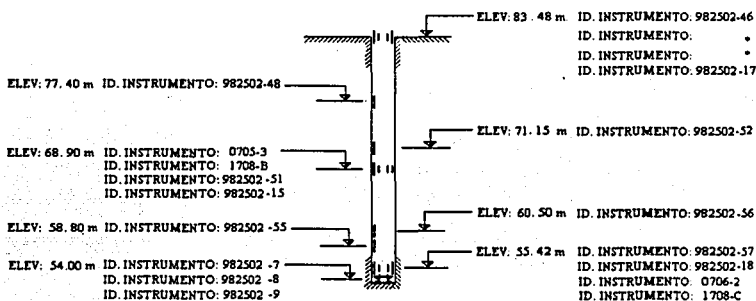


DIAGRAMA DE INSTALACIONES

Figura 4.4. Instrumentación de la pila 196.

Los sensores de resistencia eléctrica serán los que se conecten al sistema de registro automático mientras que los de alambre vibrante serán los elementos redundantes que se medirán con equipo portátil. De hecho unos y otros sensores podrán medirse con equipos portátiles en condiciones estáticas, lo cual permitirá llevar a cabo un monitoreo desde el momento mismo de la instalación, y así continuar durante el proceso constructivo e incluso durante la operación del edificio.

Una vez que se construya la caseta de control de la instrumentación en el cuarto nivel del sótano los sensores de resistencia eléctrica se podrán conectar al sistema de registro automático y entonces estarán en posibilidad de registrar las variaciones que las variables correspondientes experimenten durante sismos intensos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

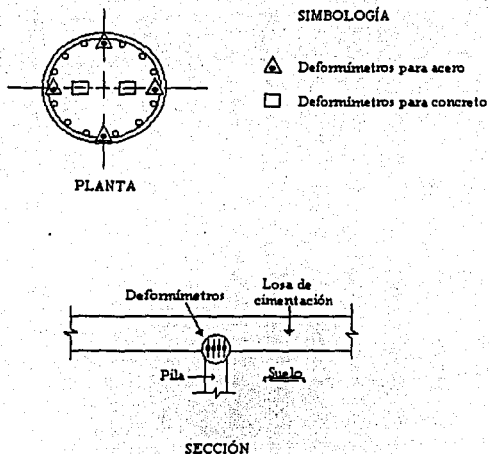


Figura 4.5. Esquema de las pilas instrumentadas en la cabeza.

#### Celdas de carga.

Para medir la carga en la punta de las pilas se diseñó un arreglo de tres celdas individuales, formadas por cilindros metálicos huecos de alta resistencia, instrumentados mediante deformímetros de tipo resistencia eléctrica y cuya capacidad nominal es de 272 Ton., cada una (Ver fig 4.6). Esta capacidad fue puesta a prueba en un 30% cuando se verificó su calibración en el laboratorio central de ICA.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



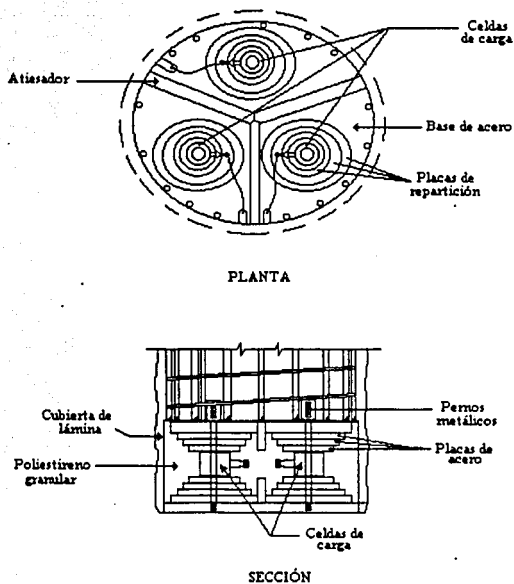


Figura 4.6. Arreglo de las celdas de carga en la punta de las pilas 181, 196 y 32.

#### Deformímetros para acero.

Para su integración al cuerpo del armado fueron montados sobre segmentos de varilla de acero corrugado con la longitud de 1.4 m, tomados de los mismos lotes empleados para el habilitado de las pilas. Este tipo de deformímetros son del tipo barra hermana. (Ver fig 3.3.16).

En estas condiciones se efectuó una revisión de su calibración mediante un dispositivo para esforzar las varillas a tensión, que fue diseñado y construido en la misma obra para tal fin. La carga máxima aplicada corresponde aproximadamente al 60% del límite de fluencia del acero.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## EJEMPLOS DE LA APLICACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN.

Los segmentos de varilla instrumentados fueron acoplados con los segmentos intermedios necesarios para completar las dos barras de refuerzo que quedaron pendientes de la sección de acero de las pilas, en puntos diametralmente opuestos.

### Deformímetros para concreto.

Para asegurar la posición vertical de estos deformímetros y además protegerlos durante las maniobras de izaje del acero y colado de la pila con tubería tremie, se encapsularon dentro de muertos de concreto con una geometría muy particular, que también permitiese su fijación al acero de refuerzo de la pila. (Ver fig 4.7). El colado de los muertos se llevó a cabo empleando los mismos agregados y dosificaciones especificados para la construcción de las pilas

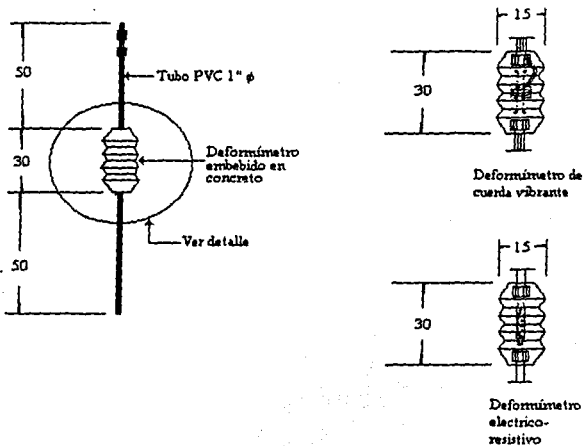


Figura 4.7. Preparación de deformímetros para concreto.

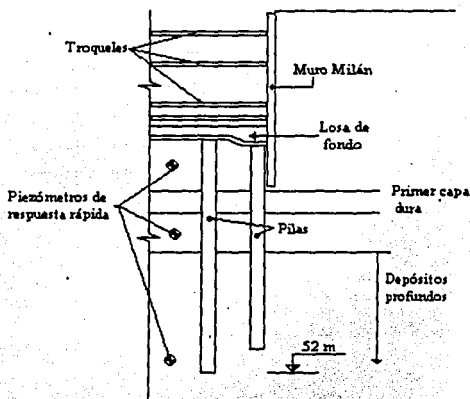
A fin de verificar la calibración de los lotes de deformímetros para concreto, para los que se tiene una constante única, se fabricaron, simultáneamente con el muestreo del concreto fresco de la pila 196, dos testigos de concreto instrumentados, con deformímetros de cada tipo. Tales testigos fueron empleados para determinar el módulo de elasticidad del concreto, bajo una carga máxima equivalente al 80% de la resistencia máxima y verificar la calibración de los deformímetros embebidos en ellos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

INSTRUMENTACIÓN PIEZOMÉTRICA.

Para conocer la distribución de presiones de agua en el subsuelo bajo la losa de cimentación y en la vecindad de las pilas instrumentadas, se ha propuesto la colocación de tres estaciones piezométricas que cuenten con tres sensores eléctricos de presión cuando menos instalados a diferentes profundidades y a 30 cm del fuste de las pilas 181, 196 y 32. (Ver fig 4.8).

Lo anterior no se ejecutó como en proyecto ya que para entonces la obra tenía cierto avance y solo se instalaron piezómetros en la vecindad de las pilas 181 y 32. la tercera estación podrá ser reubicada cerca de alguna de las pilas de las pruebas de carga, siempre que estas puedan ser rehabilitadas o bien en algún sitio fuera del predio, para corroborar los resultados de las estaciones existentes que cuentan con piezómetros abiertos. Esto es algo negativo que debiera evitarse y nos lleva a pensar que el proyecto de instrumentación se elaboró cuando ya se había iniciado la construcción, lo cual podría generar resultados no satisfactorios para el proceso constructivo mismo.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 4.8. Ubicación tentativa de piezómetros de respuesta rápida.

Debido a la alta probabilidad de que las cargas hidráulicas de los piezómetros se comunicaran entre sí al colocarlos en un solo pozo, se llevaron a cabo perforaciones individuales para cada piezómetro.

---

### INSTRUMENTACIÓN DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN.

Consiste en la localización de celdas de presión, en la interfaz de la losa de cimentación con el terreno de apoyo, para medir la presión vertical total de ese nivel, disponiéndolas en posición horizontal sobre una cama de arena compacta inmediatamente debajo de la plantilla.

Originalmente se había propuesto un arreglo de 12 celdas, ubicadas en la vecindad de las 6 pilas instrumentadas, de las cuales tres se colocarían cerca de las pilas 79, 84 y 168, y las otras nueve formarían grupos de tres alrededor de las pilas 181, 196 y 32 (Ver fig 4.3). Sin embargo, habrá que reubicar aquellas que se pretendía instalar en la parte central del predio donde ya se había colado la losa de cimentación, por lo que se pretende distribuir las en la zona norte y sur. De nuevo podemos ver el problema de no haber considerado antes el programa de instrumentación.

### INSTRUMENTACIÓN PARA MONITOREAR MOVIMIENTOS VERTICALES DEL SUBSUELO A PROFUNDIDAD.

Para llevar a cabo este monitoreo se consideró el empleo de un extensómetro de sonda de ademe deformable del tipo medidor con bobinas de inducción desplazamiento-corriente, constituido por tramos de manguera elongable unidos a segmentos pequeños de tubos rígidos de PVC, los cuales cuentan con pequeños imanes que son detectados por una sonda provista de una cinta métrica que se hace descender desde el brocal del pozo (Ver fig 4.9). La manguera, por sus características de flexibilidad sigue fielmente el movimiento del suelo circundante. A partir de esa nivelación periódica del brocal del pozo y de los cambios en la elevación de los imanes, se puede conocer la distribución de los asentamientos con la profundidad y su evolución con el tiempo.

También se cuenta con un banco de nivel convencional, instalado en la vecindad del predio y sobre un contacto rocoso detectado a 70 m de profundidad, el cual ha servido para observar el hundimiento regional de la zona desde el inicio de la obra. Por lo anterior se propuso también un nuevo banco de nivel profundo instalado bajo el cajón de cimentación, con objeto de conocer las deformaciones que sufra el suelo de cimentación de la Torre a mediano y largo plazo

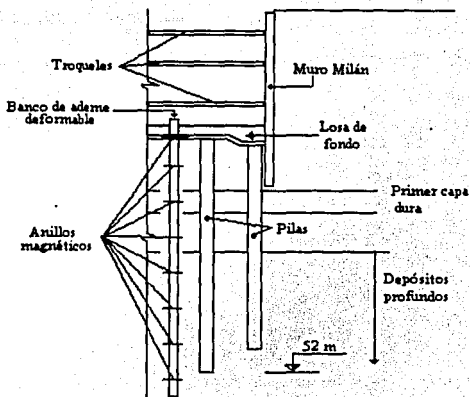


Figura 4.9. Esquema de instalación del banco profundo de ademe deformable.

Para el control del proyecto la Dirección de Ingeniería de ICA en combinación con la sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, han emitido informes mensuales relativos tanto al avance de los trabajos de instalación como a la interpretación de resultados, estos elaborados con la colaboración del Instituto de Ingeniería de la UNAM. En ellos puede entonces encontrarse más información de cómo ha progresado la instrumentación de la Torre.

#### IV.2.1. Instrumentación de la estación Colegio Militar de la línea 2 del Metro.

En este apartado se muestran las especificaciones que se generaron para el proyecto de la instrumentación de la estación Colegio Militar de la línea 2 del Sistema de Transporte Colectivo Metro, a diferencia del apartado anterior se aprecia que se emplean todavía aparatos más simples y no se cuentan con la inclusión de sensores eléctricos o sistemas de adquisición de datos para el registro de las lecturas como en el caso de la Torre ICA Reichmann, se eligió por lo tanto disponer en esta forma la información para que el lector pueda generar una comparación del tipo de instrumentación que se emplea con el paso del tiempo, además de que pueda observar los diferentes ejemplos de proyecto de instrumentación empleados. La información de este apartado se obtuvo de la información

TESIS CON  
FALTA DE ORIGEN

## EJEMPLOS DE LA APLICACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN.

vertida en las especificaciones elaboradas por la empresa DIRAC S.A. de C.V. y data del año 1986.

En este proyecto de Instrumentación se generaron las siguientes especificaciones:

- ❖ Para la instrumentación de bancos de nivel semi-profundo y líneas de colimación.
- ❖ Para la instrumentación de piezómetros.
- ❖ Para la instrumentación de inclinómetros.

### ESPECIFICACIONES PARA LA INSTRUMENTACIÓN DE BANCOS DE NIVEL SEMI-PROFUNDO Y LÍNEAS DE COLIMACIÓN.

Con objeto de observar los movimientos verticales que pudiera presentar la excavación y la estructura propia de la estación Colegio Militar de la Línea 2 se instalaron instrumentos de medición capaces de registrar su variación.

El tipo de instrumentación, procedimiento de instalación y frecuencia de lecturas, se detallan a continuación.

#### BANCOS DE NIVEL SEMI-PROFUNDO.

Se instalaron tres bancos de nivel profundo como se muestra en la figura 4.10.

La instalación de los bancos de nivel semi-profundos se efectuó previamente al inicio de la excavación, mediante el siguiente procedimiento:

- a) Se efectúa una perforación de 6" de diámetro hasta 0.6 m bajo lo que será el nivel máximo de la excavación.
- b) La excavación se profundiza en 0.6 m con diámetro de 4".
- c) Se introduce hasta 0.60 m bajo lo que será el nivel máximo de excavación un ademe de PVC de 4" de diámetro.
- d) Se introduce hasta alcanzar el fondo de la perforación un tubo de 1" de diámetro cuyo extremo inferior, estará ahogado en concreto dentro de un tubo Shelby de 3" de diámetro y 0.40 m de longitud.
- e) Se instala un registro de protección. (Ver fig 4.11).
- f) Los bancos se recortan cuidadosamente a medida que avance la excavación, tomando las debidas precauciones para que no sean dañados por las máquinas excavadoras. La excavación deberá efectuarse a mano en la zona vecina al ademe del banco.

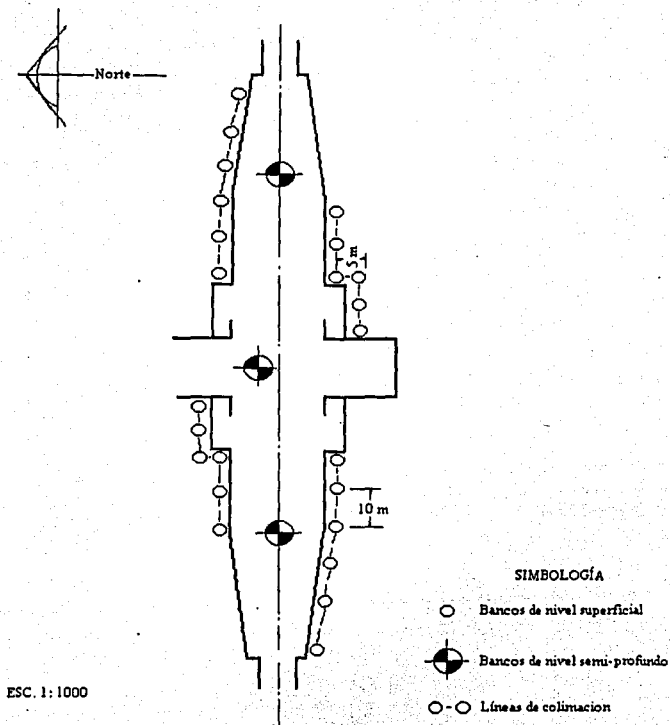


Figura 4.10. Esquema de los bancos de nivel instalados en la estación Colegio Militar.

Las nivelaciones se refirieron a un banco de nivel superficial instalado fuera del área de influencia de cargas o descargas, el que a su vez estaba referenciado a un banco de nivel profundo.

En el caso de la frecuencia de las nivelaciones esta fue de:

- Una vez por semana antes de iniciar la excavación.
- Cada tercer día durante el proceso de excavación.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

*EJEMPLOS DE LA APLICACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN.*

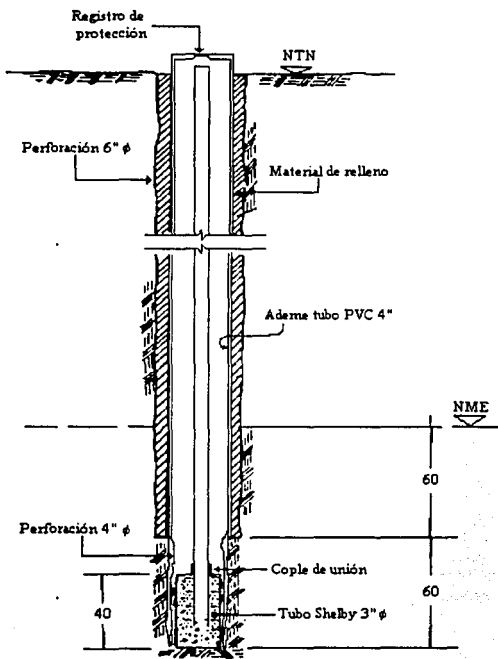
---

Una vez colada la losa de piso correspondiente, se pasaba la cota del banco a dicha losa o a los muros, efectuando lecturas con la siguiente periodicidad.

- ❖ Una vez por semana durante los dos primeros meses.
- ❖ Quincenalmente entre el segundo y cuarto mes.
- ❖ Mensualmente entre el cuarto y doceavo mes.
- ❖ Trimestralmente después de un año.

Finalmente las nivelaciones obtenidas mientras la construcción estaba a cargo del contratista se entregaban a la SCT para que el organismo continuara con el control de hundimientos.





Acotaciones en cm

Figura 4.11. Esquema de un banco de nivel semi-profundo empleado en la estación Colegio Militar.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### LÍNEAS DE COLIMACIÓN.

Con el fin de llevar a cabo el control de movimientos en la superficie vecina a la excavación que alojara el cajón del metro, se instalaron líneas de colimación a 1.0 m del borde de la excavación. Estas líneas de colimación estaban compuestas por bancos de nivel superficial (referencias superficiales) como lo indica la figura 4.10. En la figura 4.12 se muestra un esquema de tales referencias superficiales.

### *EJEMPLOS DE LA APLICACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN.*

---

Todos los puntos de las líneas de colimación se ubicaban sobre un eje y posteriormente se medían las posibles deformaciones transversales y verticales que sufría cada uno de ellos.

Las lecturas de las líneas de colimación se efectuaban con la siguiente periodicidad:

- a) Cada tercer día durante la excavación.
- b) Una vez colada la losa de piso las lecturas se efectuaban una vez por semana y se suspendían cuando se terminaba de colocar el relleno sobre la losa de techo de la estación.

Con los datos obtenidos de las lecturas de los diferentes instrumentos se elaboraban gráficas del comportamiento observado respecto al tiempo. Debiendo anexarse a estas gráficas la historia de la excavación, anotando la fecha y hora de iniciación de la excavación, el momento en que se alcanzaba la máxima profundidad, el colado de la losa de piso, colado de muros estructurales, etc.

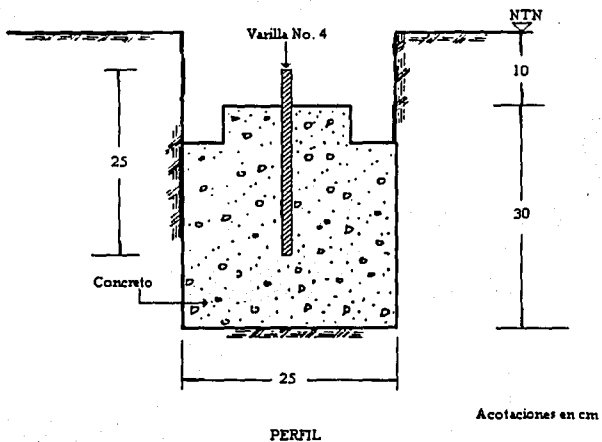
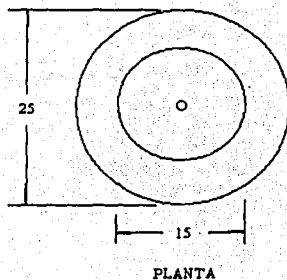


Figura 4.12. Esquema de las referencias superficiales empleadas en la estación Colegio Militar.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**ESPECIFICACIONES PARA LA INSTRUMENTACIÓN DE PIEZÓMETROS.**

Con el objeto de observar las pérdidas de presión hidrostática en el subsuelo que alojara la estación Colegio Militar de la Línea 2 del Metro, debían instalarse piezómetros para registrar tal variación.

El tipo de piezómetro, procedimiento de instalación y frecuencia de lecturas de cada instrumento se llevó a cabo de acuerdo a las siguientes especificaciones:

**Tipo.** Se instalaron tres piezómetros abiertos tipo Casagrande con la ubicación que se muestra en la figura 4.13.

**Instalación.** Para la instalación de los piezómetros se siguió el siguiente procedimiento:

- 1) Se efectúa una perforación de 6" de diámetro, hasta 1.0 m sobre el nivel al que se instalará el piezómetro, ademandando con lodo bentonítico.
- 2) Se introduce hasta el fondo de la perforación un ademe metálico de 4" de diámetro. Se lava la perforación con agua limpia hasta eliminar el lodo bentonítico.
- 3) Se profundiza la excavación en 1.5 m con diámetro de 4", empleando agua como fluido de perforación.
- 4) Se vierte gravilla dentro de la perforación con un volumen suficiente para llenar 0.5 m del fondo de la perforación.
- 5) Se introduce el piezómetro hasta apoyarlo en la gravilla.
- 6) Se vierte más gravilla con volumen suficiente para cubrir el bulbo de piezómetro 0.80 m sobre el nivel al que se encuentra.
- 7) Se forma un sello impermeable de 0.4 m de longitud dejando caer dentro de la perforación bolas de bentonita de 2.0 cm de diámetro, formadas de bentonita con el contenido de agua correspondiente al límite plástico del material.
- 8) Se vierte más gravilla de manera que esta alcance una altura de 1.0 m sobre el sello de bentonita.
- 9) Se extrae el ademe metálico.
- 10) Se rellena la perforación con arena, como se muestra en la figura 4.14.
- 11) Se instala el registro de protección.
- 12) El ademe de PVC metálico se va recortando cuidadosamente a medida que avanza la excavación tomando las medidas necesarias para que el piezómetro no sea dañado por las máquinas excavadoras, excavando a mano en la zona vecina al ademe.

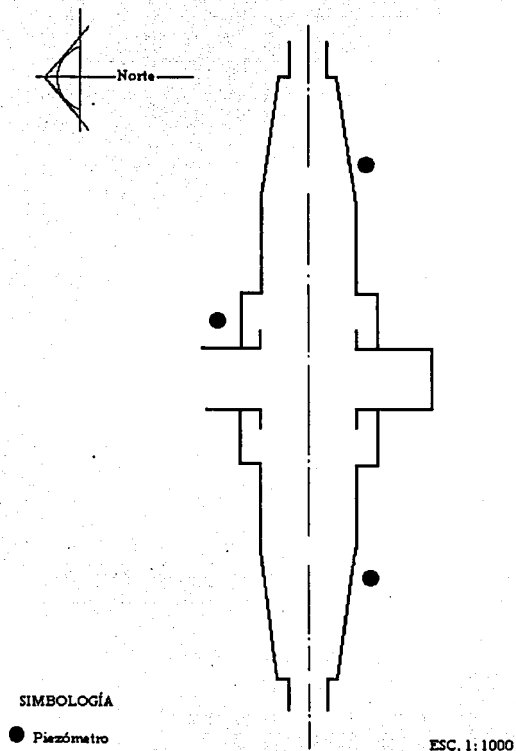


Figura 4.13. Esquema de los piezómetros instalados en la estación Colegio Militar.

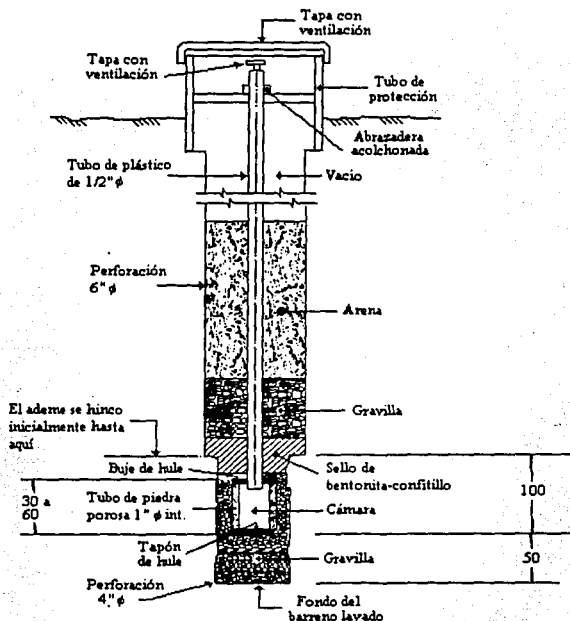
Frecuencia de las lecturas. Los piezómetros debían ser medidos durante la excavación cada tercer día hasta colar la losa de piso.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

EJEMPLOS DE LA APLICACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN.

Con los datos obtenidos de las lecturas de los piezómetros se elaboraban gráficas del comportamiento observado con respecto al tiempo, debiendo anexarse a tales gráficas la historia de la excavación anotando en que momento se alcanzaba la máxima profundidad de excavación, colado de la losa de piso, etc.

Las gráficas además se llevaban al día y debían enviarse a DIRAC para su interpretación.



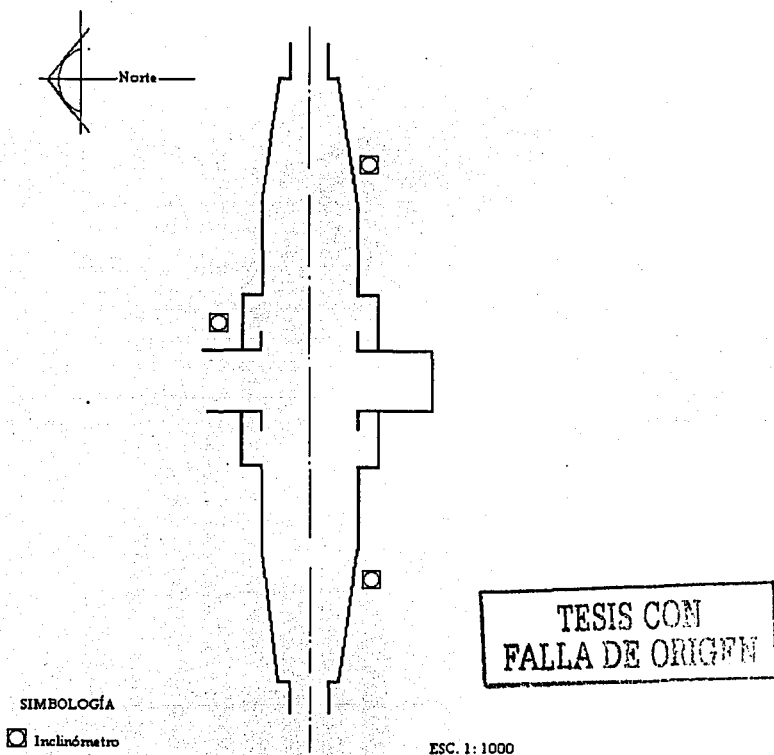
Acotaciones en cm

Figura 4.14. Esquema de uno de los piezómetros instalados en la estación Colegio Militar.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

ESPECIFICACIONES PARA LA INSTRUMENTACIÓN DE INCLINÓMETROS.

Con el objeto de medir los movimientos horizontales inducidos en el subsuelo durante la excavación de la estación Colegio Militar de la Línea 2 del Metro se instalaron inclinómetros que consistían en una perforación vertical en la que se instalaba un ademe flexible mediante el cual se determinaron los desplazamientos horizontales producidos, introduciendo en el ademe, un instrumento sensible a la inclinación. (Ver fig 4.15).



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 4.15. Esquema de los inclinómetros instalados en la estación Colegio Militar.

## EJEMPLOS DE LA APLICACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN.

Dado que las mediciones eran referidas al fondo del ademe, estas debían presentar cuando menos 6 m dentro del suelo que no va a estar sometido a desplazamiento lateral. Es importante para fines de precisión de las observaciones que la instalación original quede tan vertical como sea posible. (Ver fig 4.16).

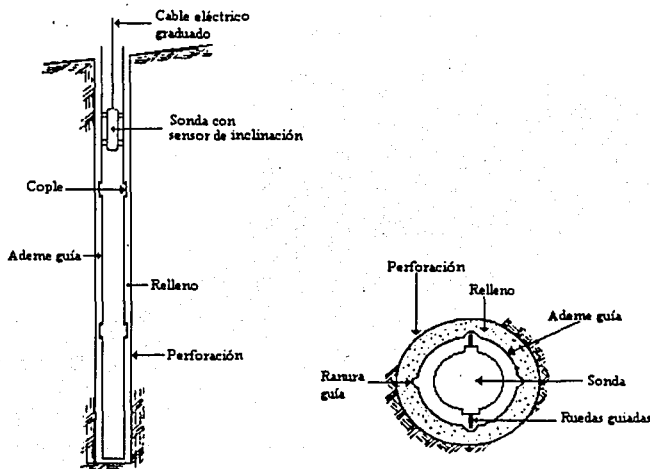


Figura 4.16. Esquema de uno de los inclinómetros instalados en la estación Colegio Militar.

La instalación del tubo de ademe se siguió según el siguiente procedimiento.

- 1) Se efectúa una perforación de 6" de diámetro hasta 6 m bajo el nivel máximo de excavación.
- 2) Se introduce en la perforación un tramo de ademe que lleva un tapón en su extremo inferior, el cual se sella con cinta adhesiva y/o pegamento.
- 3) Se fija un nuevo tramo de ademe conectado al primero por medio de un cople, las ranuras del ademe deberán ser apropiadamente orientadas en la dirección paralela y perpendicular a la dirección esperada del movimiento del suelo. Dado que cada cople es una posible fuente de filtraciones de lechada o lodo que puede introducirse en el ademe y depositarse en las ranuras guía, se deben sellar con cinta adhesiva y/o pegamento.

TESIS CON  
FALTA DE ORIGEN



- 4) Se introduce a la perforación la segunda sección del ademe que previamente fue conectada a la primera mediante un cople.
- 5) Si la perforación esta llena de agua o lodo, el ademe deberá llenarse con agua para evitar su flotación.
- 6) Se repiten los pasos 2 y 5 hasta que el ademe se apoya en el fondo de la perforación.
- 7) El espacio anular entre la pared de la perforación y el tubo de ademe ranurado se debe rellenar por un gel formado por bentonita-agua-cemento.
- 8) La boca del inclinómetro se protege con un tapón que evite la entrada de materiales extraños.
- 9) El inclinómetro se protege superficialmente con un registro con candado.

La medición de los inclinómetros se efectuó en la forma siguiente.

- 1) Se tomaba una lectura inicial de base, previamente al inicio de los trabajos de excavación.
- 2) Los resultados de estas mediciones debía reportarse el mismo día en que eran tomadas, a la supervisión de obra.
- 3) Con los datos obtenidos de las lecturas, se elaboraban gráficas del comportamiento observado respecto al tiempo; debiendo además anexar a tales gráficas la historia de la excavación, anotando la fecha y hora de iniciación de la excavación, el momento en que se alcanzaba la máxima profundidad, el colado de la losa de piso, colado de muros estructurales, etc.
- 4) Las gráficas de las mediciones se llevaban al día, debiendo enviar a DIRAC para su interpretación.

#### ***IV.3.1. Instrumentación del puente Impulsora.***

##### **ANTECEDENTES.**

En este apartado se presenta lo referente a la instrumentación de la cimentación de apoyo No. 6 del puente Impulsora a dos años de su apertura al tráfico y desde su construcción. Es muy importante recalcar como con el paso del tiempo al irse generando más información se emplean instrumentos más complejos e incluso aquí se vierte algo de información de instrumentos como son acelerogramas que aunque como se ha opinado, no son propiamente clasificados dentro de la instrumentación geotécnica, son importantes. Como se ha dicho con el paso del tiempo la gama de instrumentos empleados se va ampliando, particularizando e incluso automatizando. El lector puede hacer una comparación entre los tres ejemplos dados en este capítulo y afirmar lo expuesto anteriormente.

EJEMPLOS DE LA APLICACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN.

DESCRIPCIÓN DE LA CIMENTACIÓN, EL SITIO Y LA INSTRUMENTACIÓN ADICIONAL.

En las figuras 4.17.a y 4.17.b se muestran el perfil y la planta de cimentación; el cajón de forma romboidal cuenta con una retícula de contratraveses de 2.7 m de altura, losa de cimentación y losa tapa, todo de concreto reforzado. Debajo de los contratraveses se hincaron 77 pilotes de sección cuadrada de 0.5 m por lado y 27 m de largo. El espesor de suelo entre la punta de los pilotes y la llamada capa dura es de 3 m., por lo que los pilotes trabajan primordialmente por fricción.

El sitio se ubica en la parte virgen nororiental de la zona de Lago. Se tiene una primera capa dura superficial y después la formación arcillosa superior (FAS) normalmente consolidada, con un contenido medio de agua de 346 %.

Para contar con más información acerca de las variables que determinan el comportamiento y con ello mejorar la comprensión del mismo, se instaló instrumentación adicional, que comprende la medición de los asentamientos bajo la cimentación a diferentes profundidades y acelerógrafos de superficie y de pozo en campo libre, así como en la superestructura del puente. Con ello se alcanzó un prototipo suficientemente instrumentado que sigue proporcionando información muy valiosa al estado actual del conocimiento y de la práctica de la ingeniería de cimentaciones.

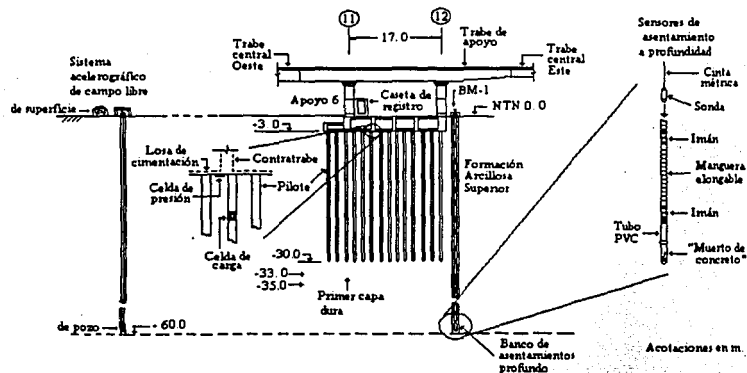


Figura 4.17.a. Perfil de la cimentación del puente Impulsora.

En la página siguiente se muestra la figura 4.17.b en la que se presenta la Planta de la cimentación del puente Impulsora.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



---

MOVIMIENTOS DE LA CIMENTACIÓN Y DESPLAZAMIENTOS.

Se instalaron referencias superficiales en todo el perímetro de la losa de cimentación así como en los ejes de las traveses como se aprecia en la figura 4.17.b.

Los movimientos registrados de la cimentación, disponibles hasta diciembre de 1996, eran de 24.5 cm en el lado oeste del cajón y de 22.4 cm en el lado contrario; este asentamiento diferencial se distinguía también en el sentido transversal, con una cantidad similar. Después de los sismos, se realizó una inspección de la cimentación, no apreciándose ningún desplazamiento remanente de los movimientos transitorios del cajón de cimentación. No se distinguieron grietas o fisuras en pavimentos o guarniciones coincidentes con la proyección de las paredes del cajón.

Se instalaron también tres bancos de asentamiento a profundidad practicados al borde del cajón donde se colocaron sensores magnéticos en mangueras elongables (extensómetros de sonda del tipo bobina de inducción), estas alcanzan los 60 m de profundidad; ello permite medir las deformaciones de los diferentes estratos y así conocer su contribución al asentamiento total superficial. La manguera de cada sondeo está formada por segmentos pequeños de tubo rígido de PVC, los que cuentan con pequeños imanes que son detectados por una sonda provista de una cinta metálica métrica, que se hace descender desde la boca del sondeo; estos sensores tuvieron una separación inicial de 3m. Dichos segmentos se mantienen unidos a tramos largos de manguera plástica muy elongable, que siguen fielmente el movimiento vertical del suelo arcilloso circundante. Por nivelación topográfica de la boca de cada sondeo y con la medición de la profundidad a la que se encuentran los imanes, es posible conocer la evolución con el tiempo de los asentamientos a profundidad. El sistema ha mostrado un funcionamiento adecuado, pero dado que fue instalado recientemente, aún no se cuenta con resultados.

CARGA.

Son siete los pilotes instrumentados dos con cuatro celdas de carga a diferentes profundidades y cinco con una celda de carga cerca de la cabeza.

Los pilotes instrumentados permitieron obtener gráficas con las que se pudo observar la evolución con el tiempo de las fuerzas registradas cerca de la cabeza de los siete pilotes instrumentados, desde la etapa de construcción y los dos primeros años de la operación del puente. De tales gráficas se observó que una vez concluida la construcción de la superestructura, las fuerzas que transmiten los pilotes se mantienen casi constantes, aunque con cierta tendencia a aumentar en el lapso observado. Estos cambios parecen estar asociados a los incrementos mínimos en las cargas del puente y a los movimientos que ha experimentado la cimentación. Se aprecia que se interrumpen las lecturas en algunas celdas de carga de los pilotes, ello obedece a los daños que sufrieron, debido a la alimentación eléctrica continua o por posible filtración de agua a los deformímetros.

Con el paso del tiempo, las fuerzas actuantes sobre los pilotes tienden hacia valores más similares entre sí. Esta tendencia que indicaba que hacia el final de la aplicación de las cargas más altas (finales de 1995) el cociente entre las fuerzas máxima y mínima sobre los pilotes era de 2.35 y que al inicio de la operación del puente tal cociente era de 1.56. Aunque la celda del pilote P4 dejó de funcionar si la tendencia continuase el cociente continuaría reduciendo.

Las discrepancias observadas en las fuerzas sobre los pilotes destacan un importante aspecto práctico relacionado con la usual suposición de que todos los pilotes bajo un cajón de cimentación, soportan la misma carga. Aunque conceptualmente esto es una hipótesis aceptable, en la práctica, las actividades de construcción varían en el espacio y en el tiempo, conduciendo a una distribución no uniforme de las cargas que soportan los pilotes. A juzgar por la evolución de las fuerzas, es claro que cuando se puso en acción la rigidez del cajón, este empezó a jugar un papel uniformizador, reduciendo las diferencias en las cargas que toman los pilotes, esta tendencia ha ido acentuándose con el tiempo, denotando que las fuerzas van ajustándose según se va moviendo la cimentación y posiblemente conforme evolucionan las cargas residuales derivadas del hincado y aparecen otras ambientales. Estas diferencias pueden ser significativas en un momento dado para la capacidad de carga de algunos pilotes, particularmente bajo carga sísmica, ya que cuanto mayor es su carga sostenida estática, menor será su capacidad para soportar cargas dinámicas.

Cabe aquí resaltar el tipo de conclusiones que se van sacando gracias a la instrumentación, obviamente existen teorías a las que el investigador se va apegando, pero es gracias a la instrumentación que pueden irse eliminando o resaltando conjeturas, así como verificar el comportamiento y comprobar si se están o no llevando a cabo las hipótesis de diseño.

## PRESIONES EN EL CONTACTO LOSA DE CIMENTACIÓN-SUELO.

Se instalaron ocho celdas de presión en la interfaz losa de cimentación-suelo. Donde de igual forma a partir de gráficas generadas de la información que va arrojando la instrumentación se obtuvo la evolución de las presiones en la interfaz losa de cimentación-suelo medidas en cuatro puntos, observando la tendencia similar en las otras cuatro celdas. Desde la colocación de las celdas, inmediatamente antes de que se iniciara el habilitado del acero en la losa de cimentación, hasta la actualidad, se expuso una interpretación de las mediciones durante la construcción y hasta el inicio de la operación del puente. La instrumentación pudo advertir que las presiones de contacto no son iguales entre sí al igual que sucede con las cargas sobre los pilotes. Estas diferencias ya se habían manifestado desde las etapas tempranas de la construcción y persisten después de mantenerse el puente dos años en operación. Cabe observar sin embargo, que las diferencias medidas en las presiones a través del tiempo tienden a reducirse, de manera similar a lo medido en los pilotes, aunque menos acentuado que en estos, el cociente entre los valores máximo y mínimo de las presiones, ha pasado de una cantidad máxima de 2.64 al inicio de la construcción a 2.42 al abrirse el puente al tráfico y se ha reducido en la actualidad a un valor de 1.93, esta

última cifra es el cociente entre las presiones extremas en las celdas CP-D y CP-2, que registraron 3.089 y 1.599 t/m<sup>2</sup> respectivamente.

De las mediciones realizadas a largo plazo, queda muy clara la coparticipación de pilotes y losa del cajón de cimentación para soportar las cargas que impone el puente, resultando sin duda en este caso que los pilotes son el principal sustento de la cimentación. Se pudo distinguir también que durante los dos años de operación del puente se tiene una ligera tendencia general a disminuir las presiones en el contacto, en tanto que los pilotes acusan a la tendencia contraria.

#### PRESIONES DE PORO EN EL SUBSUELO.

La historia de la presión del agua del subsuelo bajo la cimentación, se basa en los registros de los seis piezómetros que se instalaron para tal efecto y donde se encontró que las operaciones del hincado de pilotes sin preexcavación aumentaron apreciablemente las presiones de poro en los 27 m superiores de los depósitos arcillosos debido a que los 77 pilotes desplazaron del orden de 500 m<sup>3</sup> de suelo, causando compresiones y distorsiones que generaron los incrementos de presión en el agua. Por este efecto, el mayor incremento de presión de poro fue de 21% sobre la presión hidrostática inicial y ocurrió en el estrato francamente arcilloso cercano a la punta de los pilotes.

Después del repentino aumento de presión de poro durante el hincado, las mediciones indican que ésta se disipa en un periodo muy corto, contrario a lo que debería esperarse por la baja permeabilidad de la arcilla. Esta rápida disipación del exceso de presión de poro podría deberse a la fisuración preexistente del subsuelo y activada por el hincado. Otro aspecto relevante que han puesto de manifiesto las mediciones es que las presiones de poro en el subsuelo no acusan variaciones significativas durante la carga por la construcción del puente, excepto tal vez en los estratos arcillosos cercanos a la superficie (piezómetro ZD-2 a 10.2 m de profundidad), este sensor exhibe un ligero pero continuo aumento durante los últimos tres meses de 1995, los cuales corresponden a la etapa constructiva en que se aplicaron las mayores cargas.

En relación con las presiones de poro inducidas en los estratos a mayor profundidad, los piezómetros ZE-2 ubicado en la primera capa dura y el ZE-3, instalado en los depósitos profundos, no muestran ningún efecto por las operaciones de hincado o la construcción del puente, esto se explica por su alta permeabilidad y a la recarga de agua.

Es interesante notar que el perfil de presión del agua en el subsuelo indica que prevalecen condiciones hidrostáticas en la FAS, sin abatimientos de presión en los acuíferos relativamente someros, por lo tanto no se ha inducido preconsolidación a los depósitos arcillosos. Más aun en el piezómetro más superficial localizado en un estrato arenoso a 7.5 m de profundidad, se ha registrado un ligero aumento de presión hacia finales de 1996, el cual parece tener relación con un fenómeno estacional, al cabo de los primeros meses de 1997, retorna el nivel de presión anterior. Por el contrario, ya se distingue en el sensor ubicado a 52 m de profundidad una ligera pero sostenida caída del nivel piezométrico en el lapso de

estudio, lo que agregado al abatimiento inicial equivale a una reducción estimada de 4.5 m de columna de agua en los depósitos profundos. Esto se traduce en un asentamiento regional en el área del sitio de aproximadamente 20 cm por año.

#### INSTRUMENTACIÓN ADICIONAL SISMO-GEOTÉCNICA.

Para comprender mejor el fenómeno de interacción dinámica del sistema suelo-cimentación-estructura, se instalaron acelerógrafos triaxiales en campo libre (al norte de la caseta de registro y a 60 m de distancia), uno en superficie y otro en pozo a 60 m de profundidad. Los acelerómetros de superficie se orientaron en las direcciones vertical, longitudinal y transversal al eje del puente, de igual manera a como se encuentra el acelerógrafo en el cajón de cimentación. Están colocados sobre una base superficial de concreto reforzado de 0.15 x 1 x 1 m y paredes monolíticas dentro de la masa de suelo de 1 m de profundidad; el núcleo del suelo bajo la base se conservó íntegro. Se trata del modelo FBA- de Kinematics, con rango de operación de  $\pm 2$  g. Su registrador es el K2 de 19 bits de resolución, para monitorear seis canales. Los acelerómetros triaxiales de pozo con escala de  $\pm 0.5$  g, modelo FBA-23DH, se mantienen en una sonda hermética en el fondo de un sondeo, justo al lado de la base de los de superficie, orientándolos de igual forma.

El arreglo maestro esclavo que se mantenía para el disparo del sistema, en donde el maestro era el acelerógrafo colocado en el cajón de cimentación, se ha modificado para que en lo sucesivo sea el de pozo. Se está en el período de prueba del sistema de comunicación remota mediante modems y línea telefónica, con el acelerógrafo de la cimentación y demás registradores digitales, ello con el objeto de conocer desde la oficina el estado que guardan estos registradores en cuanto a su batería y memoria, así como para transferir registros de los eventos sísmicos.

El monitoreo bajo cargas sostenidas y el mantenimiento de la instrumentación sismo-geotécnica que se efectuó durante toda la construcción del puente, se ha continuado durante su operación, que se inició en julio de 1996 al abrirse al tránsito de vehículos. Con una periodicidad de mes y medio a dos meses, se realiza la medición de todos los sensores con el equipo portátil o bien un par de días después de ocurrido un sismo de intensidad media se visita el sitio para recuperar la información registrada del mismo.

#### ***IV.3.2. Comportamiento de la cimentación antes, durante y después de los sismos de 1997.***

Durante el sismo de 11 de Enero de 1997 se tenían nueve sensores geotécnicos conectados, además de los tres acelerómetros. En el sismo del 19 de julio del mismo año el número de instrumentos conectados fue mayor, 14 sensores geotécnicos y los tres acelerómetros. Tanto el funcionamiento de los equipos como la adquisición de las señales fue exitoso en ambos casos. Dada la periodicidad de las mediciones y los registros

automáticos ante sismos que rebasan el umbral de aceleración, se conoce la evolución de las variables geotécnicas antes de la ocurrencia de los sismos, durante estos y tiempo después.

### CARGAS SOBRE LOS PILOTES.

Durante el sismo del 11 de enero y 4.5 meses después, las cargas actuantes en la celda de carga media superior del pilote P4, generaron información que dejó observar tres fenómenos muy significativos.

Como resultado de las acciones dinámicas sobre el pilote, se distinguen fuertes amplitudes de las cargas cíclicas (la máxima es de 9t), que dan como resultado una degradación de la capacidad del pilote; de 50.7t que tenía antes del sismo, se reduce a 45t al término de éste y en menos de 48 horas ya reaccionaba con 50.4t. cabe señalar que ante un sismo severo de larga duración, estos resultados apuntan a que podrían ocurrir degradaciones importantes en las cargas de los pilotes, que a su vez podrían provocar asentamientos notables de la cimentación; tal posibilidad crece considerablemente si sobre la losa de cimentación actúan esfuerzos altos por cargas sostenidas.

El segundo aspecto relevante se refiere a la recuperación de la carga preexistente que acuso el pilote, después del sismo. Esta recuperación no fue sólo en este pilote, ello se observó en forma sistemática en la celda de carga de todos los pilotes instrumentados en su cabeza, tal fenómeno se asocia a la reacción tixotrópica de la arcilla remoldeada que aumenta su resistencia cortante, una vez que retorna a su estado semiestático, caracterizado por velocidades de deformación mucho menores en la interfaz pilote-suelo.

El tercer aspecto por destacar es que el pilote P4 se ubica en uno de los extremos de la dirección transversal, lugar donde se tiene el mayor efecto por el momento de volteo sísmico; por lo tanto, no es de extrañar que las amplitudes y reducciones de carga durante el sismo hayan resultado mayores que la que sufrió el pilote P41, situado en el eje longitudinal de la cimentación. Esto enfatiza la importancia de la ubicación en planta de los pilotes, privilegiando su posición en las orillas largas de una cimentación. La distribución de pilotes que conduce a su concentración en la porción central de la planta, con miras a reducir asentamientos diferenciales, puede conducir a condiciones inestables ante sismos intensos.

### PRESIONES EN EL CONTACTO LOSA-SUELO.

La evolución de las presiones en el contacto losa-suelo, antes durante y después del sismo del 11 de Enero de 1997, se ejemplifica con el registro de las celdas de presión CP1 y CP3. Se observó muy claramente el aumento y la variación cíclica de las presiones durante la ocurrencia del sismo. Se da claramente un fenómeno de interacción consistente en la transferencia de carga de los pilotes a la losa, en efecto, en tanto los pilotes acusan una disminución de carga durante el sismo, las presiones en la interfaz losa-suelo aumentan. Este mecanismo de coparticipación de las cargas entre pilotes y losa se repite a largo plazo después del sismo, ya que cuando los pilotes recuperan las cargas preexistentes, se alivia la presión sobre la losa.



## PRESIONES EN EL AGUA DEL SUBSUELO.

Es particularmente interesante observar como la instrumentación nos puede ser útil incluso para poder combinar sus resultados con otros instrumentos como son los sismo-geotécnicos y obtener información de lo que sucede en un evento como es un sismo, en Mendoza et al., 1998 se muestran gráficas de la historia de la presión de poro antes, durante y después del sismo de enero de 1997 correspondientes a los registros de los piezómetros ubicados en estratos arcillosos (sin bulbo granular) a 10.2 y 27.0 m de profundidad, la mayor amplitud dinámica de la presión de poro ocurre casi al nivel de la punta de los pilotes (ZD3) y representó el 6.7% de la presión de poro estática.

También se puede observar en dichas gráficas que estos aumentos y decrementos dinámicos en la presión de poro son transitorios, variando en fase con la respuesta del sistema suelo-cimentación y que no dejan presiones remanentes, una vez que concluye un sismo, ello se traduce en que sean poco relevantes los procesos de consolidación en la arcilla de la ciudad de México, asociados a los sismos, como resultado de la disipación de eventuales presiones de poro residuales. Los cambios cíclicos en la presión de poro en el estrato arenosos ubicado a 7.5 m (ZD-1) durante el sismo son despreciables, correspondiendo tan solo a unos cuantos centímetros de columna de agua.

Midiendo las variables internas significativas se ha aprendido acerca de la coparticipación de pilotes y losa de cimentación para soportar las acciones impuestas, a través de mecanismos de interacción de cargas entre ellos. La instrumentación ha puesto de manifiesto el mecanismo de transferencia de carga de los pilotes al subsuelo y del reducido rol que juega la presión del agua del subsuelo.

Pues bien, la instrumentación de esta cimentación prototipo desplantada en depósitos arcillosos muy blandos de la capital, ha permitido conocer con detalle su comportamiento, durante toda su construcción y operación y ahora, durante la ocurrencia de los dos sismos más intensos en la ciudad de México durante 1997. La instrumentación ha exhibido un desempeño muy satisfactorio, denotando por una parte las cualidades de los sensores geotécnicos y su conveniente selección; y por la otra, su cuidadosa integración a una obra de ingeniería.

### CONCLUSIONES.

Como conclusión a este trabajo puedo resaltar como puntos más importantes para obtener un proyecto de instrumentación exitoso, lo siguiente:

La instrumentación como complemento de un proyecto geotécnico, debe verse como un proceso en sí, un proceso que tendrá una metodología específica la cual empieza con el establecimiento de los objetivos que se han de perseguir y termina con la aplicación de los resultados que se obtengan de las observaciones y mediciones realizadas.

La instrumentación es entonces una serie de etapas en las que cada una de ellas tiene un peso sustancial en el proceso mismo y aún con sus consecuencias o ventajas en el mismo proyecto geotécnico.

Instrumentar porque el proyecto así lo marque, no es instrumentar, así como tampoco la simple elección de los instrumentos es la instrumentación, por sí misma esta no puede garantizar un buen diseño, libre de problemas en la construcción. Los instrumentos equivocados en los lugares equivocados proporcionan información que en el mejor de los casos es confusa y en el peor de los casos generarán problemas. Cada instrumento instalado, debe ser seleccionado en un proyecto y ubicado en función de contestar una pregunta específica.

De las características que deben resaltar de los equipos los dos requerimientos principales son la sensibilidad y la confiabilidad la primera para proveer la información necesaria y la segunda para asegurar que los datos obtenidos se consigan cuando sean necesitados, generalmente los datos más simples son los más confiables. En general los sensores deben colocarse en el siguiente orden de mayor a menor simplicidad y confiabilidad:

Equipos:

- ❖ Ópticos
- ❖ Mecánicos.
- ❖ Hidráulicos.
- ❖ Neumáticos, y finalmente
- ❖ Eléctricos.

La confiabilidad de un instrumento es primordial, ya que de los resultados que arrojen los instrumentos se llevarán a cabo las interpretaciones y análisis que sirven para la toma de decisiones de la continuidad de la obra o de las correcciones que deban ejecutarse.

## CONCLUSIONES.

Las obviedades no deben permitirse en ninguna parte del proyecto y mucho menos cuando estas son producto de la elección de sistemas sofisticados que se suponen altamente confiables.

Una de las etapas más importantes del proyecto de Instrumentación será sin duda la etapa de planeación, ya que es donde se definirán los mecanismos que controlan el comportamiento del terreno, se definirán las preguntas a contestar, los propósitos y objetivos a perseguir así como los instrumentos a emplear. Por lo tanto es una de las etapas en las que se debe canalizar la suficiente energía para que todo el proyecto marche bien o al menos se tengan parámetros que definan que se está persiguiendo. Una planeación es esencial para poder llegar a los resultados deseados.

El programa de instrumentación debe ser la base del proyecto y éste debe entonces apegarse a tal programa, a su vez este debe elaborarse en la etapa de planeación. El más grande defecto en el ejercicio de la práctica es la falla en la planeación del monitoreo en los proyectos y más aún cuando esta es de una forma sistemática y racional, lo cual es un resultado de un desapego a los lineamientos del programa, por lo que esto debe evitarse.

El ingeniero encargado de la instrumentación deberá tener una percepción clara de la forma en la cual el resultado de las observaciones será obtenido, registrado, digerido y usado en el proyecto particular para el cual el diseño es preparado. Por ello las observaciones de campo proveerán al ingeniero del significado con el que puede diseñar un proyecto seguro y eficiente aún cuando existen limitaciones inherentes, además de que el constructor podrá entonces ejecutar un trabajo seguro y económico.

Entonces el producto de la instrumentación como son las observaciones y mediciones, que se lleven a cabo tendrán los dos siguientes propósitos:

- a) Proveer la información, antes, durante y después de la construcción, referente a los efectos que las operaciones de construcción originan en el subsuelo y las correspondientes acciones que los cambios producidos en el subsuelo ejercen sobre la estructura, y
- b) Eliminar en la medida de lo posible los defectos del proyecto durante la construcción.

La responsabilidad de recolectar los datos de la instrumentación será determinada durante la fase de planeación y debiera estar preferiblemente bajo el control directo del propietario o de especialistas en instrumentación seleccionados por el propietario. La colección de los datos es también clave en el proyecto de instrumentación, para ello debe disponerse de los formatos adecuados y que estos muestren la información en una forma clara que permita después ser procesada por personas que incluso no hayan participado de la colección de los datos. Actualmente con los sistemas de adquisición de datos, se han resuelto algunos de los problemas propios de la colección de datos, como es el inevitable

error humano, pero es cierto que también se han generado otros como son el previo conocimiento de un software para poder procesar la información, pero esto es algo que quizá, en una opinión personal sea positivo ya que generará que las personas encargadas de procesar la información estén más preparadas, ya que serán personas que tengan las bases suficientes en cuestiones informáticas y un sólido conocimiento en geotecnia para poder procesar la información y reconocer cuando el programa este generando errores.

El uso de instrumentación normalmente involucra mediciones relacionadas con causas y por lo tanto los registros deben ser completos y las bitácoras o diarios deben incluir todos los factores que podrían generar cambios en los parámetros de medición, por ejemplo los registros deben incluir las condiciones geológicas así como las condiciones superficiales y factores medioambientales que puedan por sí mismos afectar el monitoreo. Deben incluirse también en los registros de instalación las condiciones en que se instalarán los instrumentos lo cual frecuentemente influye en las observaciones y mediciones.

La periodicidad con que se realizan las lecturas de la instrumentación debe también ser acorde con el objetivo de la misma y su procesamiento debe ser expedito, para que la información sea valiosa y cumpla con el objetivo de partida.

El reporte final que se genere de la interpretación de los datos que arroja la instrumentación debe ser tan claro como sea posible, de forma gráfica y sencilla y si es viable contar con las especificaciones definidas en el capítulo II.3. Esto ayudará a una mejor comprensión de lo que se está obteniendo y como se ha repetido generará las pautas que han de seguirse en la toma de decisiones del proyecto constructivo.

Otra parte importante de la instrumentación es la instalación de los equipos, en esta parte es fundamental que las especificaciones de instalación sean seguidas al pie de la letra e incluso exista una correcta supervisión, además de que estas hayan sido elaboradas en la etapa de planeación y no en la etapa de construcción. Incluso en algunos casos no debería comenzarse el proceso constructivo si antes no se ha instalado la instrumentación ya que como se ha dicho la instrumentación es de gran ayuda para tomar futuras decisiones sobre el proceso constructivo mismo.

La localización de los instrumentos debe seguir la identificación de las zonas de acuerdo a lo que se vio en el capítulo II.2 de acuerdo a las tres etapas siguientes:

1. Identificar zonas de particular interés.
2. En caso de que las zonas de la etapa A no existan y los instrumentos puedan situarse en cualquier lugar, debe hacerse una selección de zonas consideradas muestras representativas, las que serán consideradas como secciones instrumentadas primarias.
3. Debido a que tales secciones primarias pueden ser incorrectas deben existir zonas secundarias que sirvan como índices de comparación del comportamiento del terreno.

## CONCLUSIONES.

---

Los instrumentos instalados en tales secciones primarias y secundarias deben instalarse en ambos casos de igual forma para que puedan llevarse a cabo las comparaciones.

Debe considerarse también la posible pérdida de instrumentos y por lo tanto tener en mente el remplazamiento u otros lugares con instrumentos instalados para continuar las observaciones.

Es además conveniente tener al menos en uno o dos sitios importantes, mediciones independientes de una misma variable, obtenidas con instrumentos de diferente tipo, por ejemplo colocar junto a un piezómetro neumático un piezómetro abierto o junto a un inclinómetro un testigo profundo, esto dará confiabilidad a los resultados

El disponer de una persona que no conozca a fondo que tipo de instrumento debe seleccionarse es otro de los grandes errores en los que se cae, así como el de proponer instrumentos sin conocer que es lo que estos han de medir. Para tal efecto ha de disponerse entonces personal que conozca a fondo que es lo que un instrumento perseguirá e incluso prever los resultados que arrojará el instrumento para saber si se están cumpliendo las hipótesis del diseño o bien si la estructura se está comportando correctamente. Además el ingeniero encargado de la elección de los instrumentos deberá conocer a fondo los instrumentos, sus ventajas o desventajas, ya que algunas veces estas podrían parecer ambiguas, pero finalmente gracias al conocimiento de los instrumentos y de la práctica o experiencia del ingeniero se determinaría cual es la mejor opción.

Es importante prever que los instrumentos causarán interferencias con los trabajos de construcción, por lo que es conveniente sacar horizontalmente todos los cables y mangueras hasta una caseta fuera del área de construcción y sólo dejar los piezómetros y testigos en esta área con la debida protección que estos requieran y que haya quedado establecida en las especificaciones de instalación.

Las capacidades de cada persona son algo esencial, que no debe pasarse por alto finalmente los instrumentos serán leídos por personas, y aún en el caso de resultados arrojados por la automatización, finalmente serán personas quienes se encarguen de procesar e interpretar tal información.

Una de las partes que más podrían recalcarse sería los beneficios que se obtienen de la instrumentación, pero de esto ya se habló bastante, sin duda a medida que estos beneficios se conozcan más ampliamente la instrumentación será más requerida en cualquier proyecto de ingeniería. Cabría resaltar que es en dos rubros donde la instrumentación es de máxima ayuda para el proceso constructivo: economía y seguridad.

## CONCEPTOS BÁSICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN EN GEOTECNIA.

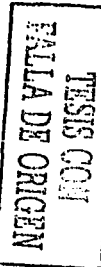
---

La calibración periódica de los equipos es básica, parte de su necesario mantenimiento, ya que este generará el óptimo funcionamiento de los equipos y generará por lo tanto resultados confiables.

Con el paso del tiempo el estado del arte ha ido generando equipos cada vez más complejos y que pueden medir características que en el pasado era muy difícil determinar, esto demanda personal cada vez más capacitado lo cual genera ventajas y desventajas. Sin duda el avance tecnológico generará en el futuro mayores adelantos que deben ser aprovechados por el ingeniero civil, y aplicarlos a las diferentes ramas de la carrera, en el caso de la instrumentación, la mayor ventaja que puede obtenerse es utilizando los nuevos equipos que se vayan generando, para de la misma manera descartar con los que no cumplan con las características de las que de aquí se ha hablado por ejemplo se ha dicho que es preferible usar los aparatos que sean más simples y con esto no se cae entonces en una contradicción, ya que es precisamente que han de usarse los aparatos más simples que midan las variables más complejas por determinar, valiéndose entonces de los mayores adelantos tecnológicos.

BIBLIOGRAFÍA.

- © Alberro J y Borbón J. Z.; (1985); "Testing of Earth Pressure Cells"; Behavior of Dams built in Mexico (1974-1985), Vol 11; Comisión Federal de Electricidad; Contribution to 15<sup>th</sup> ICOLD, Lausanne, pp 2.1-2.15.
- © Carlson R. W.; (1975); Manual for the use of Strainmeters and other instruments for Embedment in Concrete Structures; 4th edition; Carlson Instruments; Campbell, CA.
- © Cording E. J., Hendron W. H., Hansmire J. W., Mahar. H. H., Macpherson. R., Jones. A., and O'Rourke T. D.; (1975); "Methods for Geotechnical Observations and Instrumentation in Tunneling"; Department of Civil Engineering; University of Illinois; Urbana IL.
- © Dunnycliff J; (1988); Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance; Ed.Wiley; E.U. 1988.
- © Iriarte José; (1986); Exploración Geotécnica; "Aspectos Prácticos en la Instalación de Instrumentación Geotécnica en Perforaciones"; Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C. (SMMS); México D.F.; pp 74-115.
- © Jaramillo C., Estrada J.C., Marín G.; (1986); Especificaciones para la Instrumentación de Bancos de nivel Semiprofundos y Líneas de Colimación en la estación Colegio Militar de la línea 2 del metro; DIRAC SA de CV; México D.F.
- © Jaramillo C., Estrada J.C., Marín G.; (1986); Especificaciones para la Instrumentación de Inclínómetros en la estación Colegio Militar de la línea 2 del metro; DIRAC SA de CV; México D.F.
- © Jaramillo C., Estrada J.C., Marín G.; (1986); Especificaciones para la Instrumentación de Piezómetros en la estación Colegio Militar de la línea 2 del metro; DIRAC SA de CV; México D.F.
- © Littlejohn G. S.; (1981); Acceptance criteria for the service behaviour of ground anchorages"; Ground Eng. Vol 14 No 3; pp 26-36.
- © Mendoza M. J., Romo M. P., Orozco M., Domínguez L., Velasco J. M., y Noriega I.; (1998); Memorias. XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos Vol 1; "Cargas sobre pilotes y presiones de contacto y de poro generadas por sismos en una cimentación mixta de la ciudad de México; Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C.; Puebla, Puebla.; pp 358-367.



*BIBLIOGRAFÍA.*

---

- © Parry R.H.G.; (1971); "A simple Driven Piezometer", *Geotechnique*, Vol 21, No. 2; pp 163-167.
  
- © Proyecto de Instrumentación Sismogeotécnica de la Cimentación de la Torre Mayor; Reporte elaborado para ICA-REICHMANN TORRE MAYOR, S.A. de C.V. y Fundación ICA; ICA S.A. de C.V y Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. México D.F. 2000; pp 1-19.
  
- © Roberts A and Hawkes I.; (1979); "Photoelastic Instrumentation, Principles and Techniques"; U.S Army Corps of Engineers; Cold Regions Research and Engineering Laboratory; Hannover, NH; Rep 79-13.
  
- © Taméz E., Santoyo E., Mooser F., Gutiérrez C.; (1987); *Manual de Diseño Geotécnico Vol. 1; "Apéndice E"; Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR); México; pp 165-189.*
  
- © Terzagui K y Peck R.B.; (1980); *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica 2ª Ed.*; Ed. El Ateneo; España 1980; pp 626 676.
  
- © Torstensson, B. A.; (1984); "A New System for Ground Water monitoring", *Ground Water Monitoring Rev.*, Vol. 4, No 4; pp 131-138.
  
- © [www.geokon.com](http://www.geokon.com)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN