

269  
eje.

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**



***“ANALISIS Y ASENTAMIENTOS EN EL TIEMPO  
DE LOS INTERCEPTORES CENTRAL Y ORIENTE  
DEL DRENAJE PROFUNDO”***

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



MEXICO, D. F.

1994

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-023/93

Señor:

JUAREZ GONZÁLEZ ANDRES ENRIQUE.

Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor Ing. Héctor Sangines García, y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"ANALISIS Y ASENTAMIENTOS EN EL TIEMPO DE LOS INTERCEPTORES CENTRAL  
Y ORIENTE DEL DRENAJE PROFUNDO"**

- I.- INTRODUCCION
- II.- PLANTEAMIENTO GENERAL DEL ANALISIS
- III.- INFORMACION DE CARACTERISTICAS INDICE Y PROPIEDADES MECANICAS
- IV.- CALCULO DE HUNDIMIENTOS
- V.- CONCLUSIONES

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

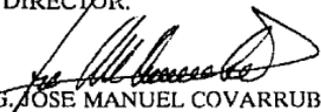
Asimismo le recuerdo que la Lcy de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitario, a 10 de febrero de 1993.

EL DIRECTOR.



ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

*A mi madre:*

*Concepción González Sánchez*

*Quien con su vida de trabajo y esfuerzo, ha sabido dar ejemplo de perseverancia y lealtad a sus hijos. Por todo tu apoyo incondicional siempre.*

*Gracias Madre.*

***A mis hermanos:***

*Hemos perdido algunas cosas en la vida. Y aunque muchas veces hemos quedado solos y maltratados, siempre hemos contado al final, cuando todos nos olvidan, con el cariño y la fuerza de la familia, para mantenernos en pie y seguir adelante.*

*Con respeto y cariño.*

*Su hermano.*

***A mi tía:***

***Angelina González Sánchez***

***Quien supo inyectar y transmitir todo su cariño en nosotros para superarnos y afrontar todo lo que se nos presentase en la vida.***

***Por tu cariño desinteresado y tu apoyo de siempre.***

***Gracias.***

*A mi abuelo:*

*Onésimo González Chalico*

*Por toda una vida de trabajo, por su inquebrantable espíritu, por todo lo que nos has dado y enseñado.*

*Gracias.*

*A mi esposa e hijo,*

*Por todo su cariño.*

*Gracias.*

*Agradezco sinceramente al:*

*Ing. Héctor Sangines García*

*La ayuda, orientación y estímulo que me brindó, para la  
realización de esta tesis.*

**"ANALISIS Y ASENTAMIENTOS EN EL TIEMPO DE LOS  
INTERCEPTORES CENTRAL Y ORIENTE DEL DRENAJE  
PROFUNDO"**

	Págs.
I.- INTRODUCCION	1
II.- PLANTEAMIENTO GENERAL DEL ANALISIS	10
III.- INFORMACION DE CARACTERISTICAS INDICE Y PROPIEDADES MECANICAS	37
IV.- CALCULO DE HUNDIMIENTOS	76
V.- CONCLUSIONES	117

## CAPITULO I.

### INTRODUCCION

#### *Ia.- BREVE HISTORIA DEL DRENAJE DE LA CIUDAD DE MEXICO*

La lucha universal entre el hombre y el agua ha caracterizado a la ciudad de México de manera especial por las circunstancias geológicas y climáticas que le son propias. Desde la fundación de Tenochtitlán, en 1325, existió el problema de procurar agua para la subsistencia y de realizar obras de protección contra las inundaciones. Conforme florecía la ciudad, los problemas de agua que tenían los aztecas se agudizaban, por haberse establecido éstos en una isla, dentro del lago el cual era el punto final del agua pluvial dentro de una cuenca cerrada, modelada por el vulcanismo, y a una altitud de 2240m sobre el nivel del mar. El ciclo hidrológico sólo comprendía lluvia, escurrimiento, almacenamiento en lagos someros y evapotranspiración; el área de embalse, sujeta a las altas y a las bajas de los aleatorios volúmenes pluviales, hacía que la isla sufriera daños por aumentos de los niveles del agua.

El genio de Nezahualcóyotl resolvió los problemas de abastecimiento de agua y defensa contra las inundaciones de su época; para lograr ésto último se hizo el albarradón de 16 kilómetros de longitud con el que se separaban las aguas saladas y se aislaba la acumulación de volúmenes escurridos para proteger la isla. Al conquistar la ciudad, Hernán Cortés rompió el albarradón para el paso de sus bergantines y después del período de sequía por el que pasó, se olvidó el peligro y por ende la reparación de esa obra. Pero la abundancia de lluvia de la época que siguió hizo necesaria la construcción del albarradón de San Lázaro, luego de las inundaciones consiguientes al sobrepasar el lago sus límites normales.

El peligro subsistía y se preocupaban por evitarlo construyendo calzadas, diques y rellenos. Enrico Martínez logró sacar de la cuenca a las aguas del Río Cuautitlán con un socavón de 10.5 m<sup>2</sup> de sección, y 7:0 km de longitud aproximada; éste se construyó en un tiempo tan breve (once meses) que aún es una marca difícilmente superable. El 8 de septiembre de 1608 por primera vez salieron las aguas de la cuenca hacia el Río Tula, gracias a este socavón, que fue de tanta utilidad. La

obra se malogró por celos que impidieron proveer los fondos para revestir el túnel y evitar los caídos y derrumbes que pronto lo obturaron: después de graves y repetidas inundaciones, en 1630 se ordena al fin que el desagüe se haga en tajo, para sustituir el socavón por una excavación abierta. Esto se terminó e 1789, o sea que la construcción de esta salida de agua tardó 159 años más.

A lo largo del tiempo, las superficies de los lagos se fueron reduciendo por cambiar el uso del suelo y aumentar el uso del agua y, por consecuencia, la capacidad de regularización de las corrientes superficiales. El desagüe de la ciudad se hacía por las acequias y los canales que llevaban las aguas al lado de Texcoco. Las inundaciones aumentaban los daños provocados conforme crecía la ciudad; las quejas por los daños originaban juntas de cabildo, de jueces y superintendentes del desagüe. Por orden de los virreyes, se construyeron presas, diques y calzadas para confinar los perjuicios que la abundancia de lluvias causaba a una ciudad que con el tiempo se seguía extendiendo.

Después de las obras del socavón y más tarde del Tajo de Nochistongo, no se hizo nada radical para defender a la Ciudad de México de las inundaciones, hasta que se iniciaron los trabajos del túnel de Tequixquiac y del Gran Canal del desagüe, en 1856. Estas obras sufrieron una serie de interrupciones durante su ejecución hasta concluirse en marzo de 1900.

Además del Tajo de Nochistongo y del túnel (viejo) de Tequixquiac, el valle cuenta con otro túnel nuevo de Tequixquiac, que fue construido entre 1940 y 1952. Con estas salidas, la otrora cuenca cerrada es hoy tributaria de la cuenca del Río Tula afluente del Moctezuma, y éste del Río Pánuco, que desemboca en el Golfo de México, a la altura del Puerto de Tampico.

La gran concentración de población en el Valle de México, ha ido aparejada al progreso y al desarrollo del país, alcanzando una magnitud difícilmente previsible en épocas pasadas. Así, cuando se proyectaron y construyeron obras de desagüe y de abastecimiento de agua potable para la ciudad, a fines del siglo pasado y a principios del presente, no se imaginaba el enorme crecimiento poblacional que posteriormente iba a manifestarse en la región. De estas obras, que se proyectaron para una población de quinientos mil habitantes, actualmente subsisten en uso algunas de las más importantes, que sirven a más de diez millones, población que se duplicará en los años próximos.

Todas las obras de desagüe construidas en aquellas épocas, incluyendo la red de atarjeas y colectores, el Gran Canal y los túneles de Tequixquiac, se proyectaron para trabajar por gravedad y así funcionaron originalmente, pero para servicio de una área limitada, la que siempre fue sobrepasada.

El crecimiento explosivo de la población del Distrito Federal en los últimos decenios, incrementó a la misma escala la demanda de agua potable. Para satisfacerla, entre otras soluciones se recurrió a la perforación de numerosos pozos en la zona urbana, lo que aceleró el hundimiento general del terreno, hundimiento que en algunos puntos ha llegado a 9.00 m. Una de las consecuencias de ésto fue el desplazamiento de la red de atarjeas y colectores, produciéndose colapsos y contrapendientes en los conductos que, finalmente, debían desaguar el Gran Canal por gravedad. Este estado de la red provocó serias inundaciones en la ciudad y obligó a las autoridades del Departamento del Distrito Federal, a reconstruir gran parte de ella y auxiliar el sistema de desagüe con bombeo. Esto requirió la operación de 29 plantas de bombeo locales, 49 en los pasos a desnivel y 10 para el pasaje del agua de los colectores al Gran Canal, incrementándose considerablemente los costos de operación y de mantenimiento del sistema.

Debido a la extracción del agua del subsuelo y a los hundimientos consiguientes, que han disminuido sin llegar a desaparecer, fue necesario efectuar obras constantes de rectificación, de reconstrucción de atarjeas y colectores, y de mantenimiento de los cárcamos de las plantas de bombeo al Gran Canal. La capacidad con que se construyó éste fue de  $5\text{m}^3/\text{seg.}$ , en los primeros 20 km y de  $7.5\text{ m}^3/\text{seg.}$ , ha sido necesario efectuar numerosas y costosas obras provisionales, que no podrían considerarse como definitivas para la seguridad de la ciudad, debido a la naturaleza del terreno y del crecimiento urbano.

Otro de los problemas que ha acarreado el hundimiento de la Ciudad de México es que, actualmente, el terreno de la parte plana de la ciudad se encuentra a niveles inferiores a los del Gran Canal (este mismo ha perdido pendiente en los primeros kilómetros, con la consiguiente disminución de su capacidad de desagüe). Esto implica un peligro muy grande, ya que en caso de haber cualquier falla o rotura en sus bordos, la ciudad sufriría inundaciones de aguas negras de gravísimas consecuencias en 24 millones de metros cuadrados. Además, este peligro es mayor si se toma en cuenta los riesgos a que está sujeto un sistema operado por bombeo.

Para obras de emergencia del sistema de alcantarillado, el Departamento del Distrito Federal había tenido que erogar, una cifra anual de más de 100 millones de viejos pesos. Además más o menos cada 3 años, había ejecutado obras periódicas de construcción de colectores y plantas de bombeo que importan otro tanto. En los últimos años se ha tenido que gastar más de 60 millones de viejos pesos en trabajos de rehabilitación de los túneles de Texquiquiac y el Gran Canal. Es preciso hacer notar que en 1940 el problema de la insuficiencia en las obras de desagüe se enfocó a la construcción de un nuevo túnel de Texquiquiac habiéndose olvidado la peligrosa deficiencia de los primeros 20 km del Gran Canal, que son los que han representado una grave amenaza para la seguridad de la urbe. Actualmente el sistema de alcantarillado de la ciudad consta de aproximadamente 10,000 km de atarjeas, de subcolectores y de colectores; 29 estaciones de bombeo sobre los colectores, 49 en los pasos a desnivel y 10 en mayores dimensiones para elevar las aguas negras y pluviales al Gran Canal de desagüe.

"Como dice la Memoria Técnica del Emisor Central y los Interceptores Profundos D.D.F.", para desalojar las aguas negras y pluviales se había contado con:

- 1.- El interceptor del poniente, primera obra definitiva construida para auxilio del Gran Canal, que recibe los escurrimientos de la zona alta de la ciudad, aproximadamente arriba de la elevación 2260 m s.n.m., que corresponde a la zona residencial situada en las lomas del poniente y una capacidad de 25 m<sup>3</sup>/seg.
- 2.- El Gran Canal del Desagüe, abajo de la elevación 2260 m s.n.m., que drena la zona baja de la ciudad, la cual ocupa terrenos del antiguo lago, de fuerte deformación y hundimientos desiguales y en donde se presentan las más graves dislocaciones del drenaje. El caudal máximo y seguro debe limitarse a 50 m<sup>3</sup>/seg.
- 3.- El Río Churubusco que funciona como estructura auxiliar, drena la parte sur de la ciudad y conduce los escurrimientos de la cuenca al lago de Texcoco, donde son regularizados; estas aguas, son, finalmente, descargadas al Gran Canal. Presenta este río los problemas del Gran Canal por el desigual hundimiento y el incremento de caudales.

De todo lo anterior se infiere que uno de los más graves problemas de la Cuenca del Valle de México es el control, la conducción y el alejamiento de las aguas negras y pluviales sobrantes del área más poblada de la República. Las autoridades del Distrito Federal se propusieron resolverlo definitivamente, estudiando y proyectando la construcción del sistema por gravedad. Este consiste fundamentalmente de dos túneles interceptores profundos en la zona urbana que se prolongan en un solo emisor, el cual descarga libremente sus aguas en el Río Tula, afluente del Río Moctezuma.

En 1954, la Dirección General de Obras Hidráulicas del Departamento del Distrito Federal formuló el plan general para resolver los problemas de hundimiento, las inundaciones y el abastecimiento de agua potable de la Ciudad de México. En el plan se propuso un nuevo sistema de drenaje basado en los siguientes puntos:

- 1.- Utilizar al máximo el alcantarillado existente y aliviar su trabajo, en época de lluvias, por medio de conductos interconectores que limiten las áreas tributarias de cada colector a valores compatibles con sus dimensiones y sus pendientes.
- 2.- Instalar una planta de bombeo con capacidad de 80 metros cúbicos por segundo y construir un túnel para el mismo caudal que descargaría las aguas negras y pluviales en el Gran Canal del Desagüe, a la altura de San Cristóbal Ecatepec.
- 3.- Entubar el primer tramo del Gran Canal y la totalidad de la Prolongación Sur, ya que su existencia constituye un serio problema sanitario para la población.
- 4.- Ampliar la red de colectores hacia las regiones de Distrito que no la posean.

En el período 1954-1958, se propone ejecutar los trabajos que se mencionan a continuación:

Interceptor del poniente  
Interceptor Central  
Planta de Bombeo Norte

Colector y Planta de Bombeo de Aculco  
Canal de la Planta de Bombeo Norte de San Cristóbal Ecatepec  
Ampliación de la red de drenaje  
Entubamiento de la Prolongación Sur del Gran Canal  
Rehabilitación de la desviación combinada

El Interceptor del Poniente, el colector y planta de bombeo de Aculco, el entubamiento de la prolongación sur del Gran Canal, las ampliaciones y las rehabilitaciones son obras citadas en el plan que ya se han terminado y se han puesto a funcionar.

De acuerdo con lo que se sugiere en los estudios, la primera fase del proyecto de tres interceptores además del Poniente, consistió en reducirlos a sólo dos: el Central y el Oriente.

Estos concurrirían en la misma planta de bombeo, próxima a la Desviación Combinada, para descargar al Gran Canal a través de un túnel. Por haberse estudiado la alternativa de bombear al Interceptor del Poniente en vez de hacerlo al Gran Canal, se prosiguió el proyecto con ventajas de economía de mejor aprovechamiento de agua negra y sin limitarse a la capacidad de los túneles de Texquiquiac. Posteriormente, se hizo el proyecto del Emisor Central para sustituir la planta de bombeo, proyecto con el cual se obtuvieron las mayores ventajas económicas, de operación y de seguridad, sin menoscabo para el aprovechamiento de las aguas logrando en el Distrito de riego de Río Tula. Con la experiencia y el éxito obtenidos en la sustitución de la prolongación Sur mediante la construcción de escudo para perforar un túnel a través de los mantos arcillosos que constituyen el subsuelo de la ciudad, se proyectaron los interceptores a profundidad suficiente para minimizar los efectos de las deformaciones a que están sometidos al enjuntamiento del terreno, según los estudios de mecánica de suelos que se realizaron.

Hace tiempo, la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México comparó este proyecto con otros dos casos analizados por la propia Comisión y que en realidad son los mismos estudios por el Departamento, sólo complementados con las obras necesarias para el plan de aprovechamiento para el riego. Después de comparar los tres casos, la Comisión dictaminó que el proyecto del Departamento del Distrito Federal era más conveniente. (Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México. Publicación No. 6, 1962.) pero posteriormente la misma Comisión, con el criterio de no dar salida a las aguas de la cuenca, realizó un

estudio (Publicación No. 242 C.H.C.V.M. México, 1964), en el que analiza una vez más en forma comparativa dos nuevos casos por bombeo con los cuales se pretende resolver el problema de inundaciones y, al mismo tiempo, utilizar las aguas negras y pluviales para regar tierras dentro del Valle de México. No resulta económico regularizar el caudal que se concentra en los conductos ni disponer de grandes plantas de bombeo sin tener el emisor que les dé salida, cuando las precipitaciones llegan a su máximo.

En diversos estudios anteriores ha quedado demostrado que el riego de tierras agrícolas dentro del Valle resulta muy costoso. Por esto debe considerársele como un subproducto de características muy secundarias, tanto desde el punto de vista económico, como desde el punto de vista social. Además debe tenerse muy en cuenta lo siguiente (Memoria Técnica del Emisor Central y de los interceptores profundos. D.D.F.):

- 1.- Cuando no existan las obras de desagüe, las pérdidas por evaporación y evapotranspiración en los lagos y en el terreno plano saturado del Valle, era de más del doble de lo que actualmente se expulsa por los túneles de Tequiquiac, además de lo que se pierde por evaporación y evapotranspiración en las mismas áreas. Esto se debe a que el desecar los lagos y descender el nivel freático, las pérdidas se redujeron notablemente, demostrándose con ello que no se ha roto el mal llamado equilibrio hidrológico sino que más bien las demandas de agua se han incrementado considerablemente.
- 2.- La producción agrícola actual de la cuenca está marginada con respecto al producto nacional, ya que apenas representa el 0.2% de su valor y aún por lo que se refiere al producto generado en la cuenca, sólo llega al 0.4%. Sin embargo, para obtener esta fracción tan insignificante del producto nacional, se requiere desviar hacia los usos agrícolas dentro de la cuenca grandes volúmenes de agua con costos elevados, en detrimento de la producción industrial y de los servicios para la población más importante de la República. Esta población representa el 17% de la población total del país y genera el 39% del producto nacional bruto, que comprende el 52% de la producción de la industria nacional y el 45% de la producción nacional en el sector de los servicios (datos de 1962).

la participación de estos sectores en el producto nacional bruto, resulta que el rendimiento económico del agua en el sector industrial y en el de servicios en esta zona es de 250 veces mayor que en el agrícola. Por otra parte, el agua utilizada en la industria y en los servicios no se pierde íntegramente, ya que se obtiene un retorno de la misma del orden del 80% que puede ser aprovechado en otros sectores, entre ellos el agrícola. En cambio, en la agricultura se consume el 80% del agua con un retorno de sólo 20%, lo que aumenta varias veces más la diferencia del costo del agua entre los sectores citados. Además la utilización del agua para el riego en la cuenca requiere bombeo y esto eleva los costos de la producción agrícola a cerca de 300 viejos pesos por hectárea. En cambio, en el Valle del Mezquital y en las planicies del Golfo de México se podría aprovechar esta misma agua por gravedad, con el consiguiente abaratamiento de los mismos cultivos.

- 4.- Al dejar de obtenerse productos agrícolas en el Valle de México, no deben temerse los déficits en los abastecimientos de estos artículos, ya que el 99% de los productos agrícolas que se consumen en la cuenca no se producen ahí mismo.
- 5.- El volumen actual de las aguas expulsadas por las obras de desagüe sería suficiente para poner en explotación bajo riego, en el Valle del Mezquital, una superficie de 60,000 ha. de tierras de mejor calidad que las del Valle de México. De esta manera se ayudaría a resolver parte de los graves problemas económicos y sociales que han afectado tradicionalmente a las comunidades que habitan aquella zona.
- 6.- El proyecto de interceptores para el nuevo sistema de drenaje se realizará con todas las características y dispositivos necesarios para controlar el manejo de los desagües al exterior total y rápidamente, y para continuar suministrando el agua, satisfaciendo todas las demandas de riego dentro de la cuenca.

Las conclusiones más notables de las consideraciones anteriores, son las siguientes:

Por razones políticas, económicas, de urbanización y de seguridad, era urgente iniciar la construcción del sistema propuesto de interceptores y emisor profundos, para proteger la ciudad contra el peligro de inundaciones y sus consecuencias en forma definitiva.

Desde el punto de vista financiero la inversión para la ejecución de estas obras era inobjetable y cualquier demora en realizarlas representaba una economía mal aplicada, ya que en los gastos para emergencias no son recuperables. Además, debe tenerse presente que cada año aumenta el peligro de inundaciones, cuyas repercusiones económicas pueden ser superiores a la inversión necesaria para ejecutar las obras.

La solución del Sistema de Drenaje Profundo fue el resultado de las investigaciones y del análisis de muchas alternativas planteadas. Prevalció el criterio de aprovechar al máximo las obras existentes y, al mismo tiempo, de encontrar la solución definitiva, o sea, a largo plazo.

Después de construido el Interceptor del Poniente, se obtuvo la ventaja de dos interceptores denominados Central y Oriente que fueran profundos, para garantizar el funcionamiento permanente a pesar de los hundimientos y que descargaran al Emisor Central (conducto de 50 kilómetros en túnel). Así, se podía desaguar al Río del Salto, en vez de hacerlo al Río Salado a donde llegan las aguas del Gran Canal a través de los túneles de Texquiuiac. Esto lo solicitó la extinta Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México para obtener mayor flexibilidad y seguridad en la operación, que son necesarias para el aprovechamiento del agua en el Distrito de Riego del Río Tula y del Valle del Mezquital. La evaluación económica con relación a otras soluciones de bombeo y mixtas dio la base decisiva.

El análisis de beneficios de la obra, incluyendo al avalúo de los daños que se sufrirían según las distintas intensidades de lluvia y los gastos de rehabilitación del sistema existente, dio resultados atractivos para el financiamiento del Banco Mundial, financiamiento que no fue necesario concertar.

En el Capítulo II, se hace una reseña histórica del hundimiento general de la Ciudad de México.

La parte relativa al Capítulo III nos habla de piezómetros, mediciones e instalación.

En el capítulo IV se presentan tres ejemplos del análisis de hundimientos en el tiempo en diferentes puntos de los interceptores.

El Capítulo V de las conclusiones a este trabajo.

## CAPITULO II.

### *PLANTEAMIENTO GENERAL DEL ANALISIS*

#### *Ila.- ANTECEDENTES.*

En 1925, el Ingeniero Roberto Gayol, autor del proyecto y director de las obras de drenaje de la ciudad, informa a la Sociedad de Ingenieros y Arquitectos de México, sobre el "descenso general del fondo del Valle", presentando como primera evidencia de ese fenómeno, el asentamiento que acusaba la Catedral en esa fecha respecto al banco fijo de Atzacolco. La configuración de la capital en 1891, valioso documento para el estudio de los hundimientos ocurridos desde dicho año a la actualidad, es consecuencia de sus trabajos preparatorios para proyectar el alcantarillado. Afirma el Ingeniero Gayol que el proceso de asentamiento general se debe a "las perturbaciones que en el fondo del Valle de México ha producido el drenaje de las aguas del subsuelo".

El Ingeniero José A. Cuevas fue el continuador de las ideas de Roberto Gayol e inicia los primeros estudios de mecánica de suelos en México. A proposición suya, el Doctor Nabor Carrillo analiza la influencia de los pozos artesianos en el hundimiento mediante la teoría de consolidación propuesta por K. Terzaghi y compara los resultados con datos de nivelaciones realizadas en varios puntos de la ciudad. Por falta de una información adecuada sobre la estratigrafía del subsuelo y las propiedades medias de las arcillas, la verificación de la teoría adolece de fallas, pero demuestra el Doctor Carrillo que la causa principal del fenómeno es el abatimiento de las presiones piezométricas que provoca la extracción de agua subterránea. A partir de ese momento, el problema preocupa a las autoridades y la Comisión Impulsora y Coordinadora de la Investigación Científica promueve investigaciones de diversa índole que desarrolla el Laboratorio de Ingenieros Civiles Asociados, S.A. de C.V., bajo la dirección de los Ingenieros Fernando Hiriart, Raúl Sandoval L. y Raúl J. Marsal. Apoyados en datos de un gran número de sondeos, observaciones piezométricas y nivelaciones, los citados ingenieros logran la reconstrucción del hundimiento desde fines del siglo pasado y lo

interpretan a la luz de la teoría de consolidación, siguiendo los lineamientos trazados por el Doctor Nabor Carrillo. Desde 1952, la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México prosigue los estudios anteriores, instala un gran número de estaciones piezométricas, amplía la información sobre hundimientos de la ciudad y realiza nivelaciones periódicas de la misma.

### ***IIIb.- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y POBLACION.***

La historia de las captaciones de agua para el abastecimiento de la ciudad, está íntimamente ligada al hundimiento del suelo. Por esta razón, en este inciso se hace una breve descripción de su desarrollo en el presente siglo.

Es un hecho comprobado que los acuíferos del subsuelo y entre ellos, mantos relativamente poco profundos, estuvieron sujetos a presiones artesianas en el pasado. No hace más de 30 años que en algunas colonias, Mixcoac y Nonoalco por ejemplo, prevalecía esa condición. Durante la época colonial era frecuente el alumbramiento de estratos permeables por medio de pozos indios y que el agua alcanzara la superficie del terreno. La historia prehispánica y los restos de construcciones hidráulicas de esos tiempos, demuestran que los aztecas se abastecían de los manantiales que brotaban en zonas vecinas a la capital.

El incremento de la población ha orillado a una explotación intensa de las fuentes subterráneas que han inducido abatimientos de los niveles piezométricos del orden de 20 m o mayores. Sin embargo, mediciones realizadas en zonas como el fondo del lago de Texcoco, a pocos kilómetros de la superficie urbana, evidencias que en la actualidad subsiste el artesianismo de las capas permeables del suelo.

Contando la capital con una población de 500,000 habitantes a principios de siglo, se construyó el primer sistema unificado de captación y distribución de agua potable. Varios manantiales de la región de Xochimilco constituyen la fuente de abastecimiento y el acueducto se diseñó para un caudal de  $2.5 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

Considerando un consumo medio de 300 l/hab/día, el gasto disponible cubre las necesidades de la ciudad hasta aproximadamente 1930, pues, además de los recursos antes indicados existen dentro de la zona urbana un sinnúmero de pozos particulares que suplen la deficiencia del servicio municipal. A partir de ese año, se inicia una fuerte migración del interior hacia la capital, el aumento de la

población supera a las predicciones y se plantea de un modo agudo el problema del agua. En efecto, el incremento por década fue prácticamente constante de 1895 a 1930 e igual a 3% (Ver. Fig. 1), pero en el período 1940-1950, casi se duplica y los cálculos correspondientes a los últimos años indican que el crecimiento sigue con la misma tendencia.

A consecuencia del fenómeno demográfico antes descrito, se hace necesaria la ampliación rápida del abastecimiento de agua y opta por explotar los acuíferos del subsuelo dentro de la urbe, dadas las notorias ventajas económicas y de tiempo que representa la simple instalación de equipos de bombeo y tuberías de distribución locales. Se crea así una serie de sistemas, unos interconectados a la red antigua y otros aislados, que van satisfaciendo las necesidades en forma progresiva y algo errática; a períodos críticos en el abastecimiento siguen otros de notable intensificación en el bombeo de los acuíferos, como puede inferirse del número de pozos en operación entre 1929 y 1958. El aumento muy importante de pozos a fines de 1984, corresponde a los perforados en la zona de Xotepingo, al sur de la ciudad.

En octubre de 1952, se inaugura el sistema de Lerma que aprovecha las filtraciones ubicadas en las estribaciones de la Sierra de las Cruces, valle del río Lerma, a 60 km de la capital. El acueducto proyectado para conducir  $6 \text{ m}^3/\text{seg.}$  capta  $3.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$  en los primeros años.

Como se dijo en el inciso precedente, a partir de 1950 existen pruebas suficientes para confirmar que la causa principal del hundimiento es la exhaustiva explotación de los acuíferos dentro de la ciudad; en 1954 se suspende el programa de perforación de pozos y es decretada la veda correspondiente, en todo el Valle de México.

Los estudios de nuevas fuentes de agua potable demuestran la posibilidad de usar los acuíferos de Chiconautla, alimentados por un potente derrame basáltico agrietado, en la región noreste del Valle y a geofísica preliminar, en investigaciones geológicas y geoquímicas, en observaciones de niveles piezométricos, se concluye que tal aprovechamiento pertenece a una cuenca subterránea distinta de la localizada bajo la ciudad; a fines de 1957 se libra al servicio esta importante obra que, a grandes rasgos, consta de 40 pozos de captación, un acueducto de 22 km de longitud con capacidad para  $3.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$  y dos plantas de bombeo en San Cristóbal y San Juanico, esta última para elevar el agua a dos tanques de  $50,000 \text{ m}^3$  cada uno. Simultáneamente se mejoran los

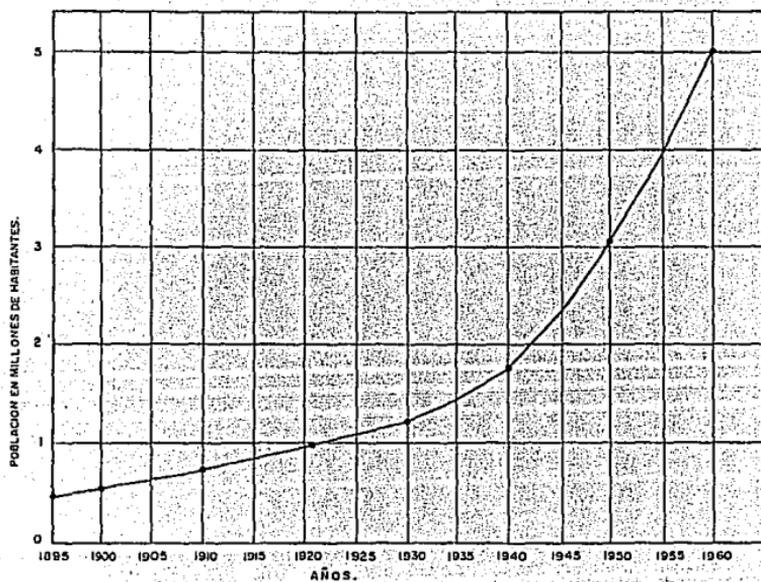


FIGURA. 1.- Crecimiento de la población en la ciudad de México.

equipos de Xochimilco, con lo que el caudal que se extrae de esta fuente, que se había reducido de 2.5 a 1.6 m<sup>3</sup>/seg. por diversas causas, se incrementa a 2.4 m<sup>3</sup>/seg. Además, mediante la ampliación del bombeo en el valle de Lerma (17 pozos) y la construcción de un nuevo acueducto de 8 km, se aumenta el caudal de esta captación de 3.8 a 4.5 m<sup>3</sup>/seg. Finalmente, se pone en operación la primera etapa de los aprovechamientos ubicados en la zona oriente del Valle, con el bombeo de 0.5 m<sup>3</sup>/seg. del Peñón.

Dentro de la ciudad, desde 1953 se inicia una campaña para reducir fugas y desperdicios de agua con la instalación de medidores, aumentos de tarifas y la creación de una oficina encargada de reparaciones en la red. Este último aspecto es de tal importancia que, de acuerdo con las observaciones realizadas, se ha logrado recuperar 3 m<sup>3</sup>/seg. y mantener las pérdidas inevitables a menos del 15% del abastecimiento de agua potable de 1952 a la fecha, según datos de la Dirección de Obras Hidráulicas del D.D.F. Es importante destacar que los gastos indicados, son los que pueden captarse en las diferentes fuentes y no necesariamente coinciden con los que se estaban extrayendo en las fechas señaladas.

Comparando la población de la ciudad con los caudales efectivos disponibles, se concluye que la dotación de agua en 1952 era igual a 240 l/hab/día, aumentó a 350 en 1955 y podrá mejorarse hasta 370 l/hab/día en 1959, mediante la instalación de tuberías faltantes de la red de distribución en nuevas colonias.

### ***Iic.- BOMBEO DE AGUA SUBTERRANEA.***

El resumen precedente sobre el desarrollo de las captaciones de agua potable en el tiempo, adolece de una falla importante en lo que toca a la información que interesa conocer para analizar el problema del hundimiento, a saber, la carencia de aforos sistemáticos del agua que se extrae del subsuelo bajo la ciudad. En 1953, la comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, inició esta labor reparando medidores de gasto en forma sistemática. El Boletín Hidrológico número 6, de octubre 1955, presenta una lista de los pozos pertenecientes al Departamento de Distribución Federal, su ubicación y el estado de conservación del equipo, así como también una tabla en la que figuran datos de aforos y tiempo de operación de 70 pozos, durante el año 1954. Desgraciadamente estas observaciones y el reacondicionamiento de los medidores se suspendieron.

Además, la mencionada publicación incluye valores medios mensuales de los gastos proporcionados por los acueductos de Xochimilco, Lerma, Desierto y Ajusco.

La figura 3 muestra la distribución de los pozos municipales en un plano esquemático de la ciudad, salvo la concentración de Xotepingo, es prácticamente uniforme. En total se han perforado 214 pozos; de ellos, 147 estaban en operación, 38 no funcionaban y 29 se habían clausurado, en 1954. El gasto medio aforado en 57 pozos fluctuó de 47 a 54 l/seg. con un promedio de 50 l/seg. y el volumen extraído durante dicho año fue de 88 millones de metros cúbicos. Por no haberse tomado medidas en las restantes instalaciones se calculó su caudal con los datos medios antes citados, dando un total de  $7.2 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , o sea,  $0.7 \text{ m}^3/\text{seg.}$  mayor que el consignado en la tabla 1 para los pozos municipales. En vista de esta discrepancia y de no conocerse sino en forma aproximada el gasto de los pozos particulares, se intentará determinar indirectamente los volúmenes de agua extraídos del subsuelo, bajo la ciudad, a partir de los caudales medidos en el Gran Canal de Desagüe, km 6 + 500, que aparecen publicados en los boletines números 1 a 10 de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México (CHCVM). como el sistema de alcantarillado en la capital es del tipo combinado, se analizarán los gastos medios durante los meses de estiaje, desde 1932. En la figura 4a, se muestra la evolución de tales gastos en el tiempo; llaman la atención las fluctuaciones pronunciadas del período 1934-1950, con dos máximos en 1936 y 1945 y un mínimo extraordinario en 1947, seguido por un crecimiento marcado de ese año a 1952, y finalmente, una condición más o menos estacionaria con caudal medio de  $11.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , en el intervalo 1952-1957. Los máximos antes señalados coinciden con los años en que se incrementó notablemente el número de bombas municipales (Véase figura 2). El mínimo registrado hacia 1947, corresponde a un período de gran escasez de agua potable, provocado por el retraso en la construcción del acueducto de Lerma y del sistema de Xotepingo, que obligó nuevamente a suplirlos con la perforación de pozos dentro de la ciudad, a partir de 1948. La disminución de los gastos entre 1952 -1957 refleja el efecto combinado del aumento de tarifas, de la instalación de medidores domiciliarios y del tratamiento de fugas en la red de distribución. Tomando como base los aforos realizados por la CHCVM en 1954 y las estimaciones de caudales para pozos particulares, cuyo resumen se presenta en la tabla 2, se determinó la relación entre el gasto de efluente en el Gran Canal y el caudal de agua potable distribuido en la ciudad, resultando igual a  $0.75 \text{ m}^3$ .

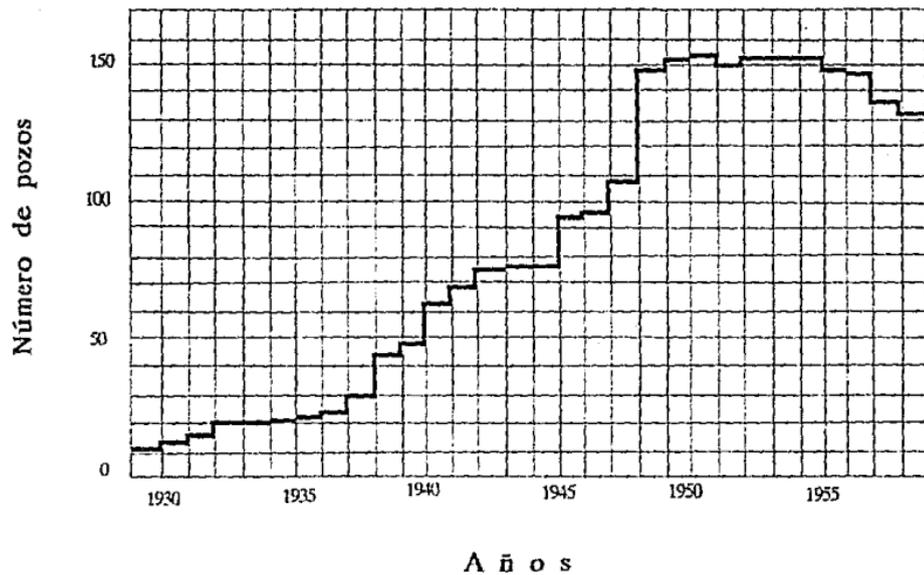


FIG. 2.- Pozos en operación del Departamento del Distrito Federal, durante el período 1929-1958.



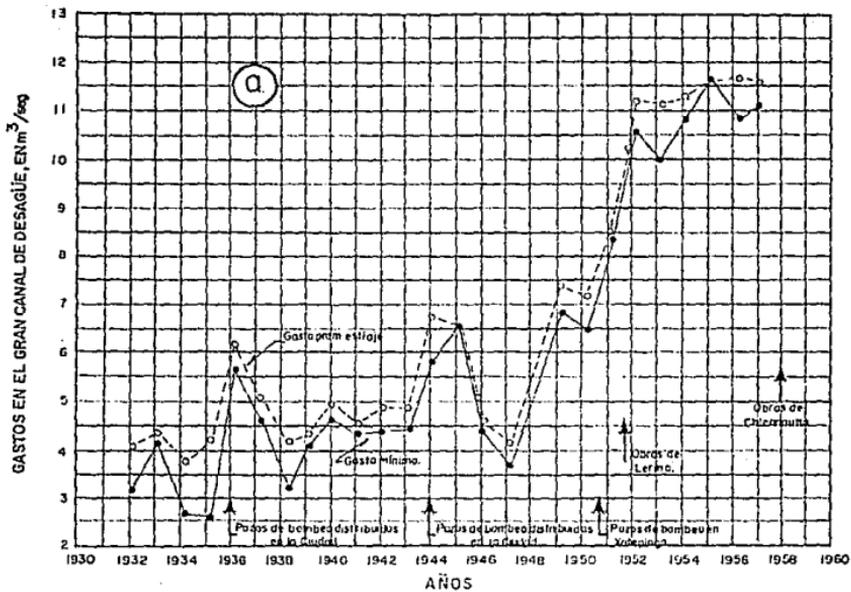


FIGURA 4.a — Estimación del bombeo de agua subterránea en la Ciudad.

SISTEMA	AÑO								OBSERVACIONES
	DIC 1952	DIC 1953	DIC 1954	DIC 1955	DIC 1956	DIC 1957	AGO 1958	NOV 1958	
Xochimilco	1.6	1.6	2.0	2.4	2.4	2.4	2.6	3.0	( 1 )
Lerma	3.5	3.5	4.0	4.0	4.0	4.0	4.5	6.0	( 2 )
Desierto y Ajusco	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	--
Chiconautla	--	--	--	--	0.4	3.0	3.5	3.5	--
Peñón	--	--	--	--	--	0.5	0.5	0.5	--
Pozos Municipales	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	( 3 )
Pozos Particulares	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	( 4 )
Totales	14.3	14.3	15.2	15.6	16.0	19.1	20.3	22.2	
Fugas y desperdicios excesivos	-4.0	-3.5	-1.0	--	--	--	--	--	( 5 )
Caudal efectivo (estimado)	10.3	10.8	14.2	15.6	16.0	19.1	20.3	22.2	

- ( 1 ) - En 1954 y 1955 se cambiaron equipos de bombeo, y en 1958 se perforaron pozos para ampliar las captaciones.
- ( 2 ) - En 1954 se equiparon 17 pozos y construyó un acueducto de 8 km; en 1958 se perforaron pozos y se rehabilitaron los existentes.
- ( 3 ) - El caudal es aproximado; sólo se ha realizado un aforo en 57 de los pozos existentes, en 1954.
- ( 4 ) - Cifra estimada, no se tienen aforos y sólo se conoce el número aproximado de pozos.
- ( 5 ) - Gastos obtenidos a partir de los aforos de pérdidas y cálculos aproximados de los desperdicios.

TABLA 1. Caudales disponibles para el abastecimiento de agua del Distrito Federal, en metros cúbicos por segundo.

FUENTE	CAUDAL en m <sup>3</sup> /seg.
Acueducto de Xochimilco	1.6
Acueducto de Lerma	3.5
Acueductos Desierto y Ajusco	0.3
Pozos Municipales (aforado)	2.8
Pozos Municipales (estimado)	4.4
Pozos Particulares (estimado)	2.5
<i>TOTAL:</i>	15.1

TABLA 2.- Abastecimiento de agua potable a la Cd. de México, en 1954.

El factor antes determinado refleja un consumo relativamente alto del agua en la población. No se dedujeron del gasto total las pérdidas por fugas en la red, pues se supone que se canalizan hacia el drenaje en su totalidad. Aun cuando la relación de caudales del efluente y del abastecimiento puede variar en forma apreciable con la dotación de agua, que fluctuó de 240 a 350 l/hab/día en el período 1952-1957, se considerará que dicho factor se conserva constante e igual a 0.75, ya que no hay datos suficientemente aproximados sobre el bombeo en la ciudad, excepto los correspondientes a 1954. Dividiendo los caudales de agua negra en el Gran Canal entre 0.75, se han calculado los gastos probables que ingresaron en la zona urbana desde 1932; y como por otra parte, se conocen los que producían fuentes distintas a las subterráneas explotadas en la propia capital, es posible determinar por diferencia, los caudales aproximados de estas últimas. En la figura 4b aparece la información antes mencionada y se destaca el bombeo de ciertos años que tienen interés para el análisis del hundimiento. Así, de un gasto estimado en  $3 \text{ m}^3/\text{seg.}$  antes de 1935, se incrementa bruscamente a 6 en 1936; las extracciones de agua subterránea se reducen a unos  $4 \text{ m}^3/\text{seg}$  durante 1938-1943 y vuelven a aumentar en 1944 a  $7 \text{ m}^3/\text{seg.}$ ; después de la crisis de 1947, en que inexplicablemente las instalaciones de bombas producen sólo  $3.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , los pozos perforados en esa época y los de Xotepingo (agosto 1959), provocan el máximo de  $9 \text{ m}^3/\text{seg.}$  que se registra en 1951-1952.

La disminución de los caudales que ocurre a continuación de los máximos, parece que está relacionada con el abatimiento de los niveles piezométricos que la misma explotación provoca y alimentaciones impuestas por la profundidad de las bombas; en varias instalaciones se pudo comprobar una reducción importante de producción por no tener la necesaria sumergencia.

### *IId.- BANCOS DE REFERENCIA.*

Los edificios que se construyeron durante la época de la Colonia y los primeros del siglo pasado, no estuvieron referidos a un banco o plano de comparación único. Se sabe que en 1856, después de largas discusiones, se convino en aprobar como referencia común un plano que pasaba 10 m abajo de la tangente inferior del Calendario Azteca, localizado entonces en la base de la torre oeste de Catedral.\* Al iniciarse la planeación de las obras de desagüe de la capital, en 1876, los

\* Por razones de brevedad, en lo sucesivo este banco se denominará TICA.

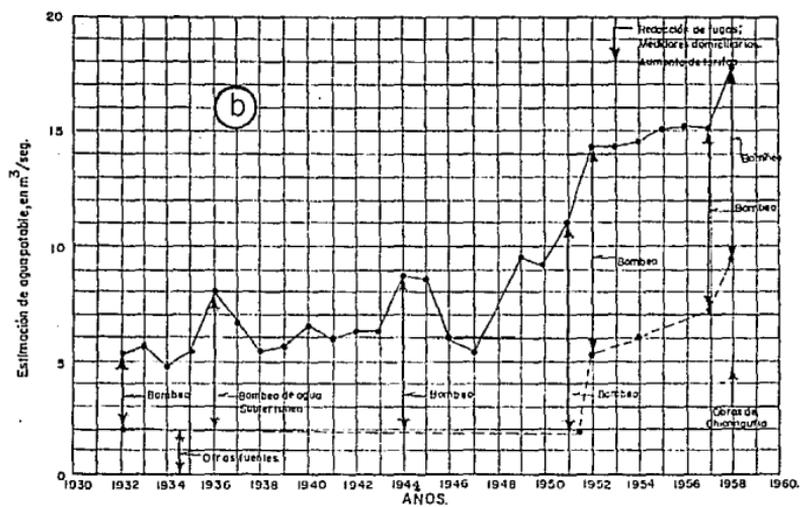


FIGURA 4b—Estimación del bombeo de agua subterránea en la ciudad.

ingenieros José M. Velázquez y Andrés Aldasoro levantaron un plano del lago de Texcoco, según el cual, su fondo tenía la cota 5.57 respecto al banco TICA. Este dato es confirmado por la nivelación realizada en marzo de 1877 (Comisión de Fomento),<sup>1</sup> con una diferencia de +2 cm. De 1898 a 1905, primero la Comisión Hidrológica y después Obras de Sancamiento, a fin de facilitar los trabajos en el interior de la ciudad, instalaron una serie de placas con acotaciones +10 y +11, muchas de las cuales se conservan hasta el presente en edificios antiguos. Según indicaciones del ingeniero Roberto Gayol,<sup>1</sup> se sabe que a fines del siglo pasado y con motivo de las obras del Desagüe General, se estableció una referencia asentada sobre roca, en Atzacualco, a la que correspondió la cota 12.35 m respecto al plano de comparación adoptado en 1856. Recientemente, la Dirección de Geografía tuvo que desplazar este banco a un punto cercano, construyendo un monumento de concreto, ya que el antiguo estaba a punto de destruirse. El nuevo banco tiene dos placas: la superior, 1.64 m arriba de la primitiva referencia de Atzacualco, y la inferior, 0.94 m. De acuerdo con nivelaciones respecto al mar, la Dirección de Geografía asigna a cada una de ellas en 1937, las cotas 2244.39 y 2243.70 m, respectivamente; de modo que, el antiguo banco de Atzacualco estaba a la elevación 2242.75 m; a esta elevación le correspondía en 1898 la cota de 12.35 m.

La Comisión Hidrográfica tenía otro banco fijo al pie del cerro de Chapultepec (CH), junto al Monumento de los Niños Héroe; su cota respecto al plano +10.00 (TICA) era de 16.08 m en 1899.

A raíz de la construcción del Palacio de las Bellas Artes, entre 1905 y 1911 se realizaron varias nivelaciones apoyadas en los bancos CH y TICA, lo cual ha permitido conocer los hundimientos de la Catedral en ese período. Posteriormente y hasta 1937, no existe ninguna información, excepto la del ingeniero Gayol en 1929,<sup>1</sup> relativa a la ampliación de la planta de bombeo en San Lázaro. Desde 1937, la Dirección de Geografía nivela periódicamente circuitos de la ciudad, tocando bancos instalados en cerros como el de Atzacualco, Chapultepec, La Estrella, etcétera.\*\*

Con objeto de reconstruir la historia del hundimiento, personal del laboratorio de Ingenieros Civiles Asociados, SA de CV, realizó en octubre 1950, nivelaciones topográficas para ligar las referencias instaladas por la Comisión Hidrográfica y

---

\*\* Los datos de nivelaciones ejecutadas por la Dirección de Geografía, así como los obtenidos por Ingenieros Civiles Asociados, S.A. de C.V., han sido publicados por la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México en sus boletines de *Mecánica de Suelos* 1 y 2, 1953 y 1956 (referencia 4 de este capítulo).

por la Dirección de Geografía, resultando que la acotación +10.00 m del banco TICA, en 1898, tenía la elevación 2240.40 m a partir de Chapultepec (cota 16.08) y la elevación 2240.49 m, según el antiguo monumento de Atzacualco (cota 12.35). De los dos datos, se adoptó el primero, por la simple razón de que el error de la medición es probablemente menor, por otra parte; una diferencia de 9 cm no tiene mayor trascendencia, dada la magnitud de los hundimientos registrados (2% de error).

### *Ile.- HUNDIMIENTO DE LA CATEDRAL.*

La catedral es el edificio del que se tiene mayor información sobre los asentamientos sufridos por el suelo durante el presente siglo,\*\*\* aunque no pueden considerarse representativos de la antigua Traza ya que el terreno por ella ocupado había estado sometido a fuerte consolidación por sus propias cargas y las de construcciones anteriores que ejecutaron los aztecas en el mismo lugar.

Es oportuno describir brevemente cómo está cimentada la Catedral, según los datos que publicó el ingeniero Gayol en 1929,<sup>6</sup> a raíz de los estudios que se efectuaron para investigar la causa del agrietamiento que acusaban sus muros y bóvedas.

Se sabe que los monumentos aztecas construidos en ese lugar, fueron demolidos casi totalmente por los hispanos y que sobre sus restos levantaron la Catedral, clavando pilotes de unos 25 cm de diámetro y 3.50 m de longitud, espaciados a cada 0.60 m; encima colocaron una losa de mampostería de tezontle, de 1.30 m de espesor, en toda el área del cuerpo principal, sobre la que desplantaron bases tronco-piramidales, de 3.50 m de altura, que sirven de apoyo a las columnas del templo. Estas bases se ligaron por medio de muros dispuestos según los entrejes de las columnas, también de 3.50 m de peralte. Parece que durante la construcción se observaron grietas de tensión en el lecho superior de la mencionada losa, y para remediar esta condición, se rellenaron los cajones limitados por los muros con tierra compactada, aumentando el peso del edificio en un 40% del total. Las investigaciones de 1927 indicaron la conveniencia de eliminar esa sobrecarga y reforzar la losa con una estructura de fierro ligada a los muros de la cimentación.

---

\*\*\* Los datos sobre el hundimiento de la Catedral y del Palacio de Bellas Artes, a principios de siglo, se obtuvieron en 1950 de los archivos de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas.

Las nivelaciones de la Comisión Hidrográfica de principios de siglo, las ejecutadas por la Dirección de Geografía entre 1937 y 1950, las mediciones de enlace llevadas a cabo por Ingenieros Civiles Asociados en 1950 y 1951 y, finalmente, las realizadas por la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México de 1953 a 1956,<sup>4</sup> que permiten concluir que el hundimiento de la Catedral relativo al banco de Atzacolco, es el que se muestra en la figura 5. A juzgar por los datos del período 1905-1911, el movimiento fue uniforme de 1898 a 1938, siendo la velocidad de asentamiento respectivo de 3.2 cm/año. En 1938 se registra un aumento importante en esta velocidad, y hasta 1948 el hundimiento es lineal en el tiempo, pero a razón de 13 cm/año. Nuevamente, en el año 1948 ocurre un cambio en la velocidad de asentamiento; ésta se incrementa a 40 cm/año, y con pequeñas variaciones, se mantiene constante en la última década.

Según la Comisión de Fomento, el fondo del lago de Texcoco en 1877 estaba a la cota 5.57 m sobre el plano de comparación que pasaba en esa fecha 10.00 m bajo la tangente inferior del Calendario Azteca. En 1929, el ingeniero Gayol llamó la atención sobre el hecho de que el lago se estaba azolvando en forma peligrosa,<sup>1</sup> pues de acuerdo con la nivelación de ese año, su fondo se encontraba a la cota 6.50; hace también referencia a la Catedral, diciendo que se había hundido 48 cm, sin especificar en qué período de tiempo. Las mediciones de Ingenieros Civiles Asociados en 1950, partiendo del antiguo banco de Atzacolco, demuestran que al fondo del lago le corresponde la elevación 2236 m, aproximadamente. Si se considera que el banco TICA tenía la elevación 2240.40 en 1898 y que entre este año y 1877 los hundimientos de la ciudad eran muy pequeños, resulta para la superficie del lago de Texcoco la elevación 2235.93 m; vale decir que desde 1877 a 1950, el fondo no se ha movido prácticamente. Por tanto, es necesario admitir que en las deducciones del ingeniero Gayol hay un error y que la diferencia de 0.9 entre las cotas 5.57 y 6.50 es el hundimiento registrado en Catedral desde 1877 a 1929. Basta consultar la figura 5 para comprobar, por interpolación entre 1911 y 1938, que la Catedral en 1929 se había asentado 1.0 m. Este hecho pone en evidencia por otra parte, que los movimientos del suelo durante la segunda mitad del siglo pasado, eran insignificantes. Pero a partir de 1950 como se mencionó anteriormente, existen las pruebas suficientes para confirmar que la causa principal del hundimiento es la exhaustiva explotación de los acuíferos, dentro de la ciudad, motivado ésto fundamentalmente por el crecimiento de la población. No pudiendo revertir esta tendencia, se ha recurrido al desarrollo de tecnologías que permitan resolver esta problemática y así lo demuestran en el estudio realizado por los

Ingenieros: Enrique Támez González, Enrique Santoyo Villa y Alberto Cuevas Rivas, para la Catedral y el Sagrario metropolitanos de la Ciudad de México en el período comprendido entre octubre 1991 y octubre de 1992. Donde aplicando el procedimiento de subexcavación en zonas críticas de la catedral, obtuvieron movimientos verticales correctivos importantes del orden de 90mm. en la dirección norte sur, aumentando con ésto, los factores de seguridad correspondientes a la estabilidad y resistencia de estas edificaciones.

### ***III.- PALACIO DE MINERÍA, ALAMEDA CENTRAL Y MONUMENTO A CARLOS IV.***

Existen otros tres puntos localizados en la ciudad, de los que se tiene un registro de hundimientos bastante completo. Uno es la placa (cota 10.00) instalada en el Palacio de Minería, esquina de Tacuba y Filomeno Mata; el segundo, un banco de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas, ubicado en la Alameda Central; y por último, el Monumento a Carlos IV, que pudo correlacionarse con una referencia de 1898 colocada en un inmueble del siglo pasado que se levanta en la calle de Rosales. Las curvas hundimientos-tiempos de estos tres puntos (véase figura 5), se parecen mucho entre sí y muestran que en 1938 y 1948 hubo incrementos importantes en la velocidad de asentamiento. Pero, mientras que la Catedral acusa un hundimiento de 5.16 m, al Palacio de Minería le corresponden 5.68 m, al Monumento de Carlos IV 6.87 m, y a la Alameda Central 5.72 m, desde 1898 a 1956. Más adelante se discutirán ampliamente las causas de tales diferencias; por el momento, es suficiente anotar que la Catedral es una construcción muy pesada, el Palacio de Minería tiene 3 pisos y los bancos de Carlos IV y de la Alameda Central fueron desplantados sobre terrenos que estuvieron sujetos a cargas muy pequeña.

### ***IIg.- HUNDIMIENTO DE LA ANTIGUA TRAZA Y ZONAS VECINAS.***

Otra información valiosa es la proporcionada por la figura 7, copia del plano formado por el ingeniero Gayol en 1891<sup>1</sup> y base del proyecto de las obras de desagüe. Las cotas originalmente estaban referidas al plano de comparación ubicado 10 m abajo de la tangente inferior del Calendario Azteca. Haciendo la hipótesis de que a fines del siglo pasado los asentamientos del suelo eran muy

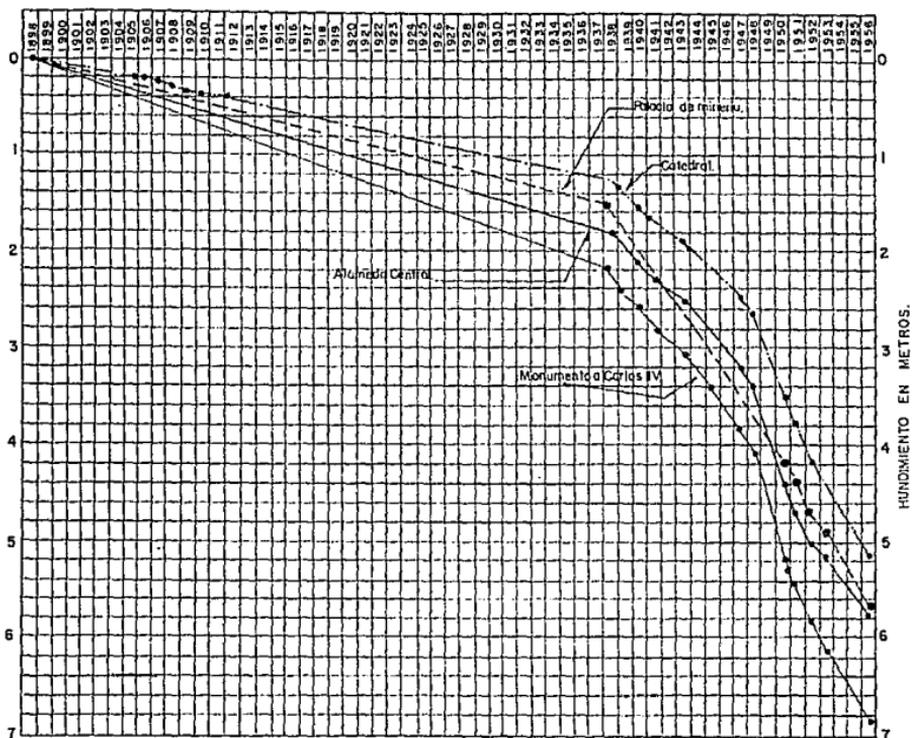


FIGURA 5— Evolución del hundimiento general.



pequeños, y por tanto, de que es válido atribuir a dicho plano la elevación 2240.40 m, se han sustituido en la figura 7 aquellas cotas por sus respectivas elevaciones sobre el nivel del mar.

Si se considera la antigua zona urbana como limitada por la Avenida Melchor Ocampo hacia el poniente, por las avenidas Chapultepec y Fray Servando T. de Mier al sur, por Eligio Ancona al norte y por las calles Imprenta, Peña y Vidal Alcocer hacia el oriente, con una superficie de 139 Ha, puede notarse que era aproximadamente plana y tenía una ligera pendiente hacia el lago de Texcoco; la elevación media de la ciudad era de 2239 m y la del citado lago, 2236 m. de acuerdo con las nivelaciones efectuadas por la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México en 1956.

Cabe notar una fuerte depresión hacia el norte, con los puntos más bajos a la elevación 2230 m y una loma en la zona próxima a la Catedral, que tiene su cima a la elevación 2235 m (Guatemala y Argentina). Comparando los planos de las figuras 7 y 8 se comprueba que hay regiones donde el hundimiento es mayor que el registrado por las placas en la tabla 3 correspondientes a la antigua traza; en efecto, el promedio del asentamiento en la parte céntrica es de 5.7 m, desde 1891 a 1956, mientras que en el sector comprendido por las calles de Guerrero, Mina, Eligio Ancona y Santa María la Redonda, resulta de 8 cm.

Las causas de estas discrepancias en el hundimiento son varias. En primer lugar, la antigua Traza de la ciudad corresponde al lugar en que los aztecas e hispanos levantaron construcciones que consolidaron fuertemente a la formación compresible. Por otra parte, hay variaciones naturales en la estratigrafía del subsuelo dentro de los límites señalados en la figura 7, siendo más importantes desde la Avenida Insurgentes hacia el Poniente. Finalmente, existen marcadas diferencias en la evolución e intensidad del bombeo de agua subterránea; mientras que la explotación en el sector eminentemente residencial ubicado al sur de la Ribera de San Cosme, Avenida Hidalgo, Tacuba y Guatemala se desarrolló en las tres primeras décadas del presente siglo y tuvo una distribución más o menos uniforme, la parte norte fue ocupada por instalaciones industriales, cuyas demandas de agua han ido en constante aumento desde hace unos 20 años.

El hundimiento promedio deducido de los datos contenidos en las figuras 7 y 8, resulta de 5.0 m, de 1891 a 1956.

NUMERO DE ORDEN	PLACA	AÑO					
		MAYO	SEPT	JUNIO	MARZO	JULIO	JULIO
		1938	1950	1951	1952	1953	1956
1	Colón y Rosales (Cota 10.00)	2.18	—	4.83	5.06	5.48	—
2	Lic. Verdad y Moneda (Cota 10.00)	—	3.24	3.54	—	4.09	4.69
3	Madero No., 72 (entre Palma y Monte de Piedad) (Cota 10.00)	—	3.70	4.03	—	4.61	5.18
4	Moneda y Academia (Cota 10.00)	—	3.83	4.10	4.44	4.75	5.43
5	Guerrero y Mina (Cota 10.00)	1.26	4.18	4.69	5.37	5.61	6.28
6	Av. Juárez y Callejón García Lorca (Cota 10.00)	—	4.41	4.73	5.01	5.24	5.86
7	Madero y Motolinía (Cota 10.00)	—	4.52	4.81	—	5.29	5.85
8	José M. Marroquí e Independencia (Cota 10.00)	—	4.65	4.98	5.26	5.44	—
9	Callejón Tarasquillo e Independencia (Cota 10.00)	—	4.78	5.13	5.42	5.59	6.32
10	Revillagigedo y Artículo 123 (Cota 10.00)	2.54	4.45	4.75	5.03	5.28	5.45
11	Guatemala No. 67 y Correo Mayor (Cota 10.00)	1.43	3.59	3.82	4.14	4.39	5.07
12	Palacio Nacional (Esq N - O) (Cota 10.00)	—	4.26	4.48	—	5.05	5.58
13	Revillagigedo No. 39 y Victoria (Cota 10.00)	2.51	4.51	—	5.13	—	—
14	Tacuba y Condesa (Palacio Minería) (Cota 10.00)	—	4.41	4.83	5.15	5.37	6.13
15	Tacuba y Filomeno Mata (Palacio de Minería ) (Cota 10.00)	1.52	4.21	4.41	4.71	4.93	5.68
16	Colombia y Brasil (Cota 10.00)	—	3.78	4.00	4.29	—	4.97
17	Allende y B. Domínguez (Cota 10.00)	—	4.53	4.76	—	5.27	5.66
18	Perú y Argentina (Cota 10.00)	—	4.96	5.12	5.45	—	—

TABLA 3.- Hundimiento de la ciudad, en metros, según nivelaciones de las placas que instalaron la Comisión Hidrográfica, y obras de saneamiento, entre 1989 y 1905.

NÚMERO DE ORDEN	PLACA	AÑO					
		MAYO 1938	SEPT 1950	JUNIO 1951	MARZO 1952	JULIO 1953	JULIO 1956
19	Venezuela y Brasil (Cota 10.00)	—	3.95	4.17	—	4.69	5.17
20	B. Domínguez y 23 de Mayo (Cota 10.00)	—	4.36	4.62	—	5.16	—
21	Colombia y Argentina (Cota 10.00)	—	4.21	4.35	4.68	—	5.28
22	Callejón del 57 y B. Domínguez (Cota 10.00)	—	4.47	4.77	5.07	5.27	6.00
23	Pino Suárez No. 30 y Salvador (Cota 10.00)	—	3.91	4.23	—	4.49	5.52
24	Pino Suárez y Salvador No. 31 (Cota 10.00)	—	4.07	4.36	4.65	4.88	5.64
25	Nicaragua y Argentina (Cota 10.00)	—	4.53	4.77	5.11	—	6.00
26	Mixcalco y 1er. Callejón de Mixcalco (Cota 10.00)	—	4.31	—	—	—	—
27	Uruguay No. 111 y Pino Suárez (Cota 10.00)	—	4.14	4.32	4.52	4.89	5.68
28	Misiones No. 87 y 5 de febrero (Cota 10.00)	—	4.57	4.92	5.25	5.52	5.90
29	Paraguay y Argentina (Cota 10.00)	—	5.03	5.26	5.29	5.80	6.41
30	Costa Rica y Argentina (Cota 10.00)	—	4.94	5.22	—	—	—
31	Estanquillo y Jesús Carranza (Cota 10.00)	—	5.21	5.40	5.76	—	—
32	Jesús Carranza y Rívero (Cota 10.00)	—	4.69	5.33	—	5.41	6.02
33	5 de febrero y Uruguay (Cota 10.00)	—	4.54	4.91	5.30	5.56	6.38
34	Pino Suárez No. 53 y Uruguay (Cota 10.00)	—	3.99	4.25	4.57	4.78	—
35	Regina No. 58 y 5 de Febrero (Cota 10.00)	—	4.33	4.71	5.04	—	6.06

TABLA 3.- Hundimiento de la ciudad, en metros, según nivelaciones de las placas que instalaron la Comisión Hidrográfica, y obras de saneamiento, entre 1989 y 1905.

NUMERO DE ORDEN	PLACA	AÑO					
		MAYO 1938	SEPT 1950	JUNIO 1951	MARZO 1952	JULIO 1953	JULIO 1956
36	Artes No. 39 y Ezequiel Montes (Cota 10.00)	1.68	4.55	4.96	5.01	5.50	6.19
37	Artes No. 86 y Serapio Rendón (Cota 11.00)	1.42	3.79	3.96	4.01	4.48	---
38	Tacuba e Isabel la Católica (Cota 10.00)	---	---	4.36	4.67	4.81	5.68
39	5 de Mayo y Monte de Piedad (Cota 10.00)	---	---	4.10	---	4.62	5.43
40	Guatemala y Academia (Cota 10.00)	---	---	3.81	4.11	4.38	---
41	Guatemala y Murgil (Cota 10.00)	---	---	4.20	4.31	4.58	---
42	Guatemala y San Marcos (Cota 10.00)	---	---	4.39	---	---	---
43	Guatemala y Plaza Mixcalco (Cota 10.00)	---	---	4.22	4.52	---	---
44	Mixcalco y 2o. Callejón de Mixcalco (Cota 10.00)	---	---	4.63	---	---	---
45	Venezuela y 2o. Callejón (Cota 10.00)	---	4.36	---	---	---	5.51
46	Montiel y Corzo Gutiérrez (Cota 11.00)	---	3.03	---	---	---	---
47	Aquiles Serdán y Garrido (Cota 11.00)	---	3.42	3.48	---	---	---
48	Aquiles Serdán y Montiel (Cota 11.00)	---	---	2.95	---	---	---

TABLA 3.- Hundimiento de la ciudad, en metros, según nivelaciones de las placas que instalaron la Comisión Hidrográfica, y obras de saneamiento, entre 1989 y 1905.



### ***III.- COLECTORES DEL SISTEMA DE DESAGÜE.***

Otra información que confirma los hundimientos antes descritos y además muestra los efectos del fenómeno en las obras de la ciudad, es la proporcionada por las nivelaciones del Colector Central correspondientes al período 1901-1952, que se presentan en la figura 9. La clave del citado colector, según la Memoria del Ingeniero Roberto Gayol,<sup>6</sup> tenía en 1901 una pendiente prácticamente uniforme, con su arranque en Ciprés y Ribera de San Cosme a la elevación 2237.8 m y su desembocadura en el km 0+000 del Gran Canal a 2235.2 m sobre el nivel del mar.<sup>7</sup> La medición de 1948 realizada por el personal del Departamento del Distrito Federal revela el hundimiento del colector, variable entre 2.5 y 4.5 m, la disminución de su pendiente general y la presencia de protuberancias como la de Guatemala y Argentina y la Mixcalco. El perfil encontrado por la comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México en 1952,<sup>4</sup> es enteramente semejante al anterior, pero con una diferencia de niveles del orden de 2 m; la elevación de la clave en Ciprés y Rivera de San Cosme es de 2233.4 m y la del km 0+000 de 2230.4 m, de lo que resultan, comparando con los datos respectivos de 1901, asentamientos de 4.3 y 4.8 m, respectivamente; los máximos hundimientos a lo largo del colector son de 5.8 m en Emparán y Rivera de San Cosme y de 6.0 m en Alarcón y Bravo. Es fácil verificar que estos asentamientos coinciden con los presentados en la tabla 3.

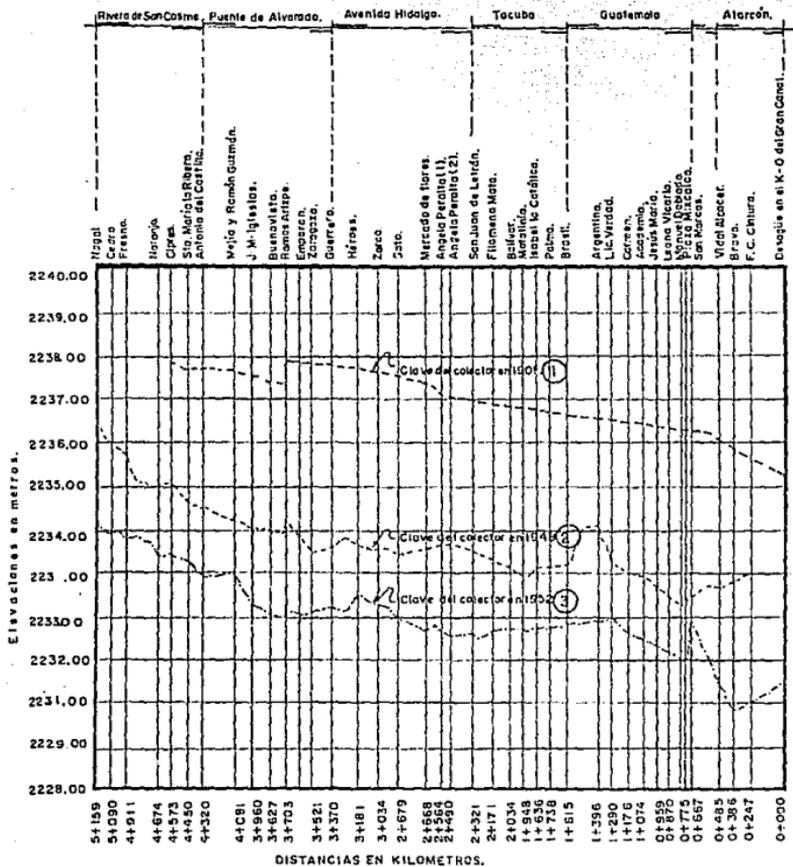
Por último, en esta descripción histórica del hundimiento, es oportuno mencionar que en varios puntos de la ciudad se han descubierto además de pozos de agua abandonados, que sobresalen sobre el terreno circundante, atestiguando de un modo inequívoco la magnitud del hundimiento.

No se han logrado datos sobre profundidad ni fechas de instalación; la mayoría de estos pozos no penetran más de 100 m en el subsuelo y fueron perforados antes de 1930. Otro caso ilustrativo de los movimientos, es el de un acueducto construido durante la Colonia en la parte norte de la ciudad, en terrenos que pertenecen a la zona de transición; exhiben grandes grietas en los arcos y fuertes deformaciones de la estructura, provocadas por hundimiento diferencial.

---

<sup>6</sup> En el plano original del Ingeniero Gayol, las cotas están referidas al Banco TICA.

## CALLES POR DONDE PASA EL COLECTOR.



## NIVELACIONES.

- ① - Ing. Roberto Goyol, 1901.
- ② - Dirección de aguas y Saneamiento del D. F. (Diciembre 1948).
- ③ - Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, (Marzo 1952).

## NOTA:

Datos tomados del boletín de Mecánica de Suelos No. 1 de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, SRH.

FIGURA No. 9. - Hundimiento del colector central.

## REFERENCIAS

- 1.- "Breves apuntes relativos a las obras de saneamiento y desagüe de la capital de la República y de las que, del mismo género, necesita con grande urgencia." R. Gayol. *Revista Mexicana de Ingeniería y Arquitectura*, vol. VII, 1929.
- 2.- "Influence of Artesian Wells in the Sinking of Mexico City." N. Carrillo. *Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. VII, 1948.
- 3.- "Hundimiento de la ciudad de México. Observaciones y estudios analíticos". R.J. Marsal. F. Hiriart y R. Sandoval. Ediciones ICA, serie B. núm. 3, 1952.
- 4.- "Comisión hidrológica de la Cuenca del Valle de México. SRH." *Boletines de Mecánica de Suelos* núms. 1 y 2, 1953 y 1956.
- 5.- "Informe sobre el trabajo gaviométrico en el Valle de México por Servicios Geofísicos S.A." *Instituto Nacional de la Investigación Científica*, 1953 (no publicado).
- 6.- "Breves apuntes relativos a la Catedral de México". R. Gayol. *Revista Mexicana de Ingeniería y Arquitectura*, vol. VII, 1929.
- 7.- "Estudio sobre el sistema de saneamiento y desagüe de la Ciudad de México." R. Gayol. *Revista Mexicana de Ingeniería y Arquitectura*, vol. XI. 1933.

## CAPITULO III.

### **"INFORMACION DE CARACTERISTICAS INDICE Y PROPIEDADES MECANICAS"**

#### ***IIIa.- DEFINICION DE SUELO Y ROCA.***

Los términos roca y suelo, tal y como se usan en la ingeniería civil, implican una clara distinción entre dos clases de materiales. Se dice que roca es un agregado natural de granos minerales unidos por grandes y permanentes fuerzas de cohesión. Por otra parte, se considera que suelo es un agregado natural de granos minerales, con o sin componentes orgánicos, que pueden separarse por medios mecánicos comunes, tales como la agitación en el agua. Sin embargo, en la práctica no existe diferencia tan simple entre roca y suelo. Aún las rocas más rígidas y fuertes pueden debilitarse al sufrir el proceso de meteorización y en algunos suelos muy endurecidos pueden presentar resistencias comparables a las de la roca meteorizada.

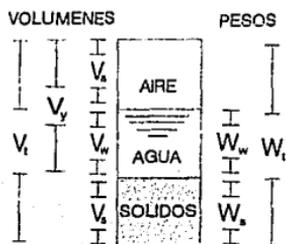
#### ***IIIb.- CARACTERISTICAS INDICE Y PROPIEDADES MECANICAS.***

La identificación y clasificación de los productos de la naturaleza es un procedimiento artificial, porque estos materiales son infinitamente variados y no se prestan para separarlos en diferentes categorías. Este hecho ha determinado que existan varios sistemas de clasificación arbitrarios, cada uno con ciertas ventajas y desventajas para una finalidad definida. Para evitar complicaciones es preferible usar sistemas de clasificación relativamente sencillos, con solamente unas cuantas categorías, a las que se les pueda asignar un suelo o roca dados. La información más detallada con respecto a una roca o suelo, puede resumirse mejor indicando los resultados numéricos, conocidos como propiedades características o índice. Los resultados cuantitativos relacionados con las propiedades físicas que le interesan directamente al ingeniero se conocen como pruebas de clasificación, y los resultados como propiedades índice de los suelos.

Ejecutando las pruebas convenientes de clasificación y determinando las propiedades índice correspondientes, el ingeniero adquiere medios para describir con precisión un suelo dado. El desarrollo de la facultad de pensar en los suelos en función de valores numéricos de sus propiedades índice, debe de ser uno de los objetivos principales de todo ingeniero interesado en cimentaciones.

Las propiedades índice pueden dividirse en dos tipos generales, en propiedades de los granos de los suelos y propiedades del agregado o conjunto. Las propiedades de los granos son las correspondientes a las partículas individuales de que está compuesto el suelo, sin hacer referencia a la manera en que estas partículas están dispuestas en un depósito de suelo. Así es posible determinar las propiedades de los granos de cualquier muestra de suelo, esté alterada o no. Por otra parte, las propiedades del suelo en conjunto, dependen de la estructura y disposición de las partículas en la masa del suelo. Aunque comúnmente se usan las propiedades de los granos para fines de identificación, el ingeniero debe saber que las propiedades del suelo en conjunto tienen una mayor influencia en el comportamiento desde el punto de vista técnico de un suelo. De las características más importantes de las partículas de un suelo, en Mecánica de Suelos, son su forma, tamaño y mineralogía, pues ellas determinan las propiedades mecánicas de la masa del suelo, como son la permeabilidad, la compresibilidad, la resistencia, las relaciones esfuerzo deformación y las propiedades dinámicas.

### IIIc.- PROPIEDADES INDICE.



REPRESENTACION ESQUEMATICA DE UNA MUESTRA DE SUELO.

### SIMBOLOGIA

$V_t$	Volumen total de la muestra
$V_v$	Volumen de vacíos
$V_a$	Volumen de aire
$V_w$	Volumen de agua
$V_s$	Volumen de sólidos
$W_t$	Peso total de la muestra
$W_w$	Peso de agua
$W_s$	Peso de sólidos

CUANDO TEMPERATURA NO SE ESPECIFIQUE,  
SUPONGASE:

$$\gamma_w = \gamma_0$$

EN LA PRACTICA  $0.25 < e < 15$   
025.-ARENAS COMPACTAS, BIEN GRADUADAS  
15.-ARCILLAS MUY COMPRESIBLES

EN LA PRACTICA  $0.20 < n < 0.95$

EN CONDICIONES NATURALES SE HA ENCONTRADO  
 $W = 1,400\%$  EN ARCILLAS JAPONESAS. EN EL VALLE DE MEXICO  $W = 500-600\%$ . EN ALGUNAS REGIONES DEL SURESTE DE LA REPUBLICA MEXICANA  
 $W = 1,000\%$

## DEFINICIONES

$\gamma_0$  Peso volumétrico del agua a 4 °C  
(1 gr/cm<sup>3</sup>)

$\gamma_w$  Peso volumétrico del agua

$\gamma_t$  Peso volumétrico del suelo

$$\gamma_t = \frac{W_t}{V_t} = \frac{W_s + W_w}{V_t}$$

$S_s$  Densidad de sólidos o gravedad específica

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

$\gamma_s$  Peso volumétrico de sólidos

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

$\gamma_d$  Peso volumétrico seco

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t}$$

$e$  Relación de vacíos u oquedad

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

$n$  Porosidad

$$n = \frac{V_v}{V_t}$$

$W$  Contenido de agua (%)

$$w = \frac{W_w}{W_s}$$

$G_w$  Grado de saturación (%)

$$G_w = \frac{V_w}{V_v}$$

CUANDO  $G_w = 100\%$ ,  $\gamma_{SAT} = \gamma_t$

$\gamma_{SAT}$  Parámetro volumétrico saturado  
 $\gamma^o$  Pesovolumétrico sumergido

$$\gamma^o = \gamma_{SAT} - \gamma_w$$

$C_r$  Compacidad relativa

$$C_r = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}}$$

donde:

$e_{m\acute{a}x}$  relación de vacíos del suelo del que se desea conocer  $C_r$ , en el estado más suelto.

### III.d. - PIEZOMETROS.

En condiciones puramente estáticas, la carga de presión en cualquier punto del terreno está dada por la posición del nivel freático; sin embargo, esta condición no es demasiado frecuente en la naturaleza, excepto en masas de suelo muy homogéneas y planas. Cuando el subsuelo es bastante permeable, la presión de poros se puede determinar fácilmente observando el nivel piezométrico en un caño 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. Si, por ejemplo, la presión de poros aumenta en el suelo que rodea el extremo inferior del 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 poros 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.

Por el contrario, cuando el subsuelo es bastante impermeable, la presencia de un dispositivo para medir la presión del agua contenida en los poros puede alterar tanto radicalmente dicha presión cerca del punto de medición, que en los resultados de las observaciones llegan a ser totalmente engañosos. En efecto, 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 requerido para alcanzar el equilibrio puede resultar intolerablemente largo. Mientras el agua fluye hacia el instrumento, la presión de poros en el punto de medición es menor que la que existiría si el instrumento no estuviese presente. Si la presión de poros 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 poros 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 local de poros en correspondencia con el instrumento se haría entonces mayor del valor que existiría si el dispositivo de medición no estuviese presente.

Por la razón expuesta, con el objeto de evitar resultados erróneos y sin significado, un instrumento para medir la presión de poros 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 estas condiciones.

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* de la instalación (Hvorslev, 1951). Este número se define como el tiempo que necesita la instalación para ajustarse casi completamente al cambio de presión de poros 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 igualización. 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 tipo de equipo también depende de los requerimientos físicos del lugar. Los piezómetros constituidos por caños abiertos, por ejemplo, solo pueden observarse si el extremo superior de los caños resulta accesible. Por tanto, pueden tornarse imprácticos para medir las presiones de

poros en el núcleo de un dique de tierra durante la construcción, en cuyo caso un sistema hidráulico cerrado puede sustituirlo con ventaja ya que la lectura remota puede resultar mucho más apropiada. Por el contrario, en un sistema hidráulico cerrado, no resulta factible medir una presión de poros negativa de gran magnitud porque la tendencia del aire a liberarse de la solución y el vapor de agua conducen a la formación de burbujas dentro del sistema de medición. La formación de tales burbujas, conocida como cavitación, aumenta gradualmente el tiempo de demora del sistema. Aun cuando la presión de poros resulte positiva en el punto donde se realiza la medición, las presiones negativas en el sistema hidráulico no pueden evitarse a menos que todas las líneas de conductos y la caja que contiene los aparatos de medición estén situadas a una altura no mayor que el nivel piezométrico del punto que se está investigando.

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 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 (Bishop et al., 1964). 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  $U_p - U_m$  entre la presión del aire y la del agua contenida en el suelo 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. Esta condición raramente se ha satisfecho en las instalaciones realizadas hasta ahora en los núcleos de diques de tierra compactados del lado seco del óptimo, de modo que la mayor parte de las mediciones efectuadas en los mismos, no tiene validez. Si la presión negativa del agua de los poros es muy grande, aun el uso de un filtro con un alto valor de la presión característica de paso de aire puede no llegar a impedir la cavitación y la acumulación de aire y vapor de agua entre el filtro y el dispositivo de medición, con lo cual ya no resulta posible medir con seguridad.

Quando el subsuelo está formado de capas permeables separadas por otras menos permeables, los niveles piezométricos en las capas permeables pueden diferir entre sí, de modo que todo piezómetro que tenga por propósito medir la presión de poros en una cualquiera de estas capas debe ser cuidadosamente sellado dentro de la misma. De no hacerlo se puede originar un escurrimiento a lo largo de la instalación, desde una capa permeable a otra, que invalida los resultados de las observaciones.

El análisis realizado conduce a la conclusión de que, a diferencia con las observaciones de desplazamientos y aun de las presiones de tierra, la selección e instalación de instrumentos para medir presiones de poros 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. De otro modo, las observaciones pueden no tener valor alguno y aun conducir a conclusiones erróneas.

Los apartados que siguen contienen descripciones de algunos de los tipos más comunes de dispositivos de medición y las precauciones que es necesario tomar durante su instalación. Esta información es seguida por una descripción sumaria de los tiempos de retardo hidrostático de cada uno de estos dispositivos bajo distintas condiciones, a fin de posibilitar una decisión sobre los tipos más adecuados para cada caso particular.

### ***III.1.- PIEZOMETROS ABIERTOS O POZOS DE OBSERVACION***

Si el coeficiente de permeabilidad  $k$  es mayor de aproximadamente  $10^{-4}$  cm/scg, valor éste que corresponde a una arena fina limpia o ligeramente limosa, la medición de la presión de poros se puede realizar por medio de pozos de observación. Cuando el estrato acuífero es bastante homogéneo, se pueden hincar o hacer descender por inyección pozos filtrantes del tipo *well point*, de unas 2" de diámetro hasta alcanzar una profundidad bien por debajo de la posición más baja estimada para el nivel freático. Los pozos filtrantes y sus caños de subida sirven como tubos piezométricos en los cuales asciende el agua hasta el nivel que corresponde a la superficie libre o nivel freático. Para hacer mediciones acotadas, es necesario conocer los niveles de los extremos superiores de los caños de subida, ya que los mismos sirven de puntos de referencia. Si no se necesita un alto grado de exactitud, la profundidad a que se encuentra el nivel del agua se puede

determinar haciendo descender una varilla de madera después que su superficie ha sido cubierta con una capa de tiza blanca. La tiza que se sumerge se tonaliza. Otro método consiste en bajar un par de conductores pelados en sus extremos inferiores que están ligados a una fuente de potencia y a un galvanómetro que señala cuándo se cierra el circuito por inmersión de los extremos en el agua.

Si el estrato acuífero contiene una o más capas que tienen una permeabilidad relativamente baja, es necesario instalar tubos piezométricos separados que lleguen a cada horizonte permeable. Hay que cuidar que los extremos filtrantes no se hinquen o fuercen a través de las capas poco permeables, debido a que las aberturas de la parte inferior perforada de los mismos pueden obturarse. Más aún, no deben ser colocados dentro de una perforación no encamisada debido a que el diámetro exterior del caño de subida puede resultar menor que el diámetro de la perforación. Por ello, es aconsejable practicar y encamisar ajustadamente una perforación de unas 6" de diámetro, que se extienda desde la superficie hasta un punto cercano al límite inferior del horizonte que se desee investigar. El metro inferior debe llenarse con arena limpia que tenga un tamaño efectivo dos o tres veces mayor que el de la arena del subsuelo, para luego insertar dentro de la misma un tubo de 1" hasta hacerlo penetrar por empuje unos 30 cm dentro de la arena. Como alternativa, se puede bajar al fondo de la perforación un extremo filtrante tipo well point para luego echar arena dentro de la misma hasta que se haya formado un filtro de aproximadamente 1m de altura que rodee y tape el extremo filtrante. Durante esta operación es muy importante mantener una corriente continua de agua hacia la perforación, a fin de evitar que las aberturas del filtro resulten obturadas con materiales de arrastre de la perforación. Se levanta luego la camisa, hasta llegar un poco por debajo de la superficie superior de la capa permeable y se agrega más arena. Desde este nivel hasta un punto situado un poco por encima del estrato débilmente permeable, la perforación se obtura con un material impermeable a medida que se levanta la camisa. El material de obturación puede estar constituido por arcilla bien compactada, con un contenido de humedad intermedio entre el límite plástico y el límite líquido, depositada dejando caer de a poco pequeños trocitos o bolitas a medida que se compacta cuidadosamente. Después de haber colocado cierto espesor de arcilla, puede resultar más expeditivo sellar la perforación utilizando una lechada espesa de cemento portland. Cualquiera sea la solución adoptada, se necesita una inspección cuidadosa para evitar que el descuido llegue a arruinar la instalación.

En materiales menos permeables, el tiempo de reacción de un piezómetro abierto ordinario puede tornarse excesivo. Se reduce aumentando el área de contacto

entre el filtro y el suelo circundante lo más posible y reduciendo el diámetro del caño de subida a la mínima dimensión para la cual aún se puede sondear con exactitud. Más aún, en suelos débilmente permeables, la presencia de burbujas de gas en el filtro, el extremo poroso, y en otras partes del aparato aumenta el tiempo de reacción, de modo que, la formación de gas, resulta ventajoso eliminar en este caso todo elemento metálico. A. Casagrande ha propuesto un piezómetro que es extensamente usado, en el cual se han incorporado todos estos refinamientos.

El piezómetro Casagrande (Fig. 10), consiste esencialmente en un extremo tubular poroso instalado a la profundidad a la cual se desea medir la presión de poros, que está ligado a un caño 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 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 poros.

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 solo caño sin cuplas ni zapato, que se limpia luego sin llegar a lavar 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 especial provisto de una parte hueca central que permite su desplazamiento hacia arriba y hacia abajo a lo largo del tubo de elevación.

Los detalles de la forma en que tiene que practicarse la instalación han sido elaborados con gran cuidado (Casagrande, 1949, 1958). Ver fig. 10 y deben seguirse en forma estricta, a menos que las condiciones locales requieran o justifiquen desviaciones. Bajo ciertas condiciones, el lento y tedioso procedimiento de formar los sellos de bentonita puede ser remplazado por el uso de una mezcla de colinita y AM-9 de endurecimiento relativamente rápido (Lambe, 1959).

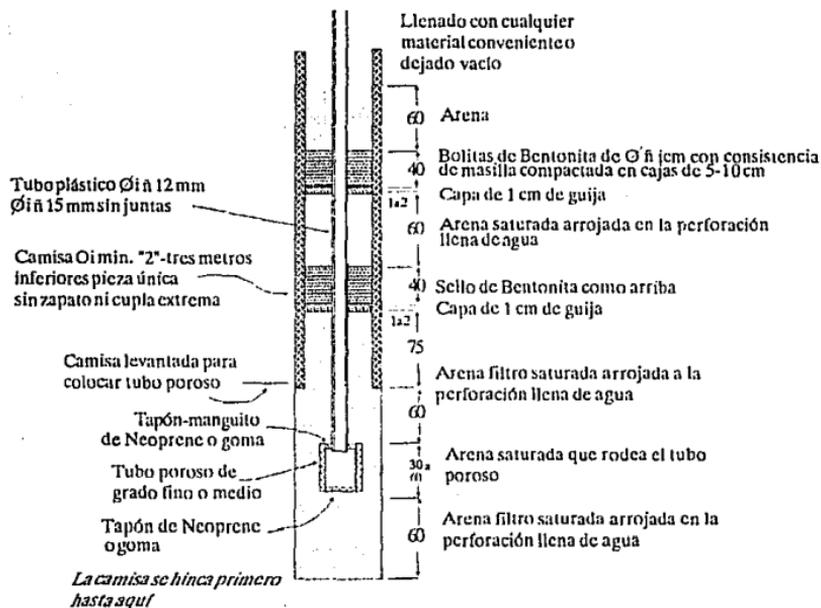


FIG. 10.- Piezómetro abierto tipo Casagrande (según A. Casagrande, 1949).

La posición del nivel freático se puede observar por medio de una sonda a cable formada por dos conductores aislados expuestos en su extremo inferior. Se hace descender el cable dentro del tubo de elevación hasta que los extremos expuestos hacen contacto con el agua, en cuya circunstancia se cierra un circuito eléctrico, cierre que es acusado por un galvanómetro. Para mantener el cable en estado tirante se arrolla un alambre en forma de espiral en su parte inferior. Hay que tener cuidado de que la presencia de gotas de aguas adheridas a las paredes del caño de elevación no den una falsa indicación del nivel freático. Se puede construir una sonda más refinada utilizando un cable protegido con una cubierta de material plástico, como el que se utiliza para micrófonos (A. Casagrande, 1958).

El procedimiento de trabajo cuidadoso, elaborado y delicado que es necesario seguir para asentar el piezómetro de Casagrande puede evitarse, bajo condiciones favorables del subsuelo, usando dispositivos que se prestan para ser introducidos por empuje en el terreno. El piezómetro Geonor (fig. 11) es representativo de un dispositivo de este tipo. 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 de la punta cónica, diámetro que a su vez es igual al de las barras normales de sondeo tipo E, 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, ver fig. 11 y en 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 practicar una perforación hasta una cierta profundidad y luego introducir el piezómetro por empuje por debajo de la misma en la longitud necesaria para asegurar un buen sellado del piezómetro y las barras de sondeo.

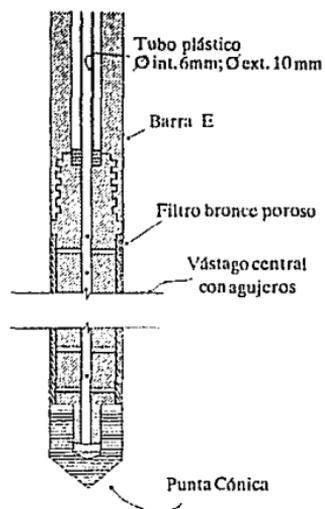


FIG. 11 Piezómetro abierto tipo Geonor  
(según Bjerrum et al., 1965)

### *III.2.- SISTEMAS HIDRAULICOS CERRADOS.*

Un tubo de elevación puede ser convertido en un sistema hidráulico cerrado colocando un manómetro en su extremo superior, siempre y cuando la posición de equilibrio en el nivel del agua dentro del tubo esté por encima del nivel del manómetro. Sin embargo, 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.

La figura 12a muestra el dispositivo desarrollado por el U.S. Bureau of Reclamation para medir las presiones de poros en diques de tierra y otros terraplenes, el cual es extensamente usado por muchas organizaciones (U S B R, 1963). 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. La punta se coloca en una cavidad, excavada por debajo de la superficie del terraplén durante su construcción, y los tubos plásticos se disponen en zanjas prácticamente horizontales que conducen a una casilla de medición colocada normalmente en el talud agua abajo 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 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 poros negativas, la medición efectuada (Ver fig. 12), se refería, probablemente, más a la presión del aire contenido en los poros que a la presión del agua. Esta situación era una consecuencia del 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.

Se han desarrollado varias modificaciones al piezométrico tipo USBR. La que muestra la figura 12b (Bishop et al., 1960) 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 del 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 tienen a distorsionarse con el tiempo, la elección del tubo de plástico más adecuado merece atención especial (Bishop et al., 1964). 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 desaireados solamente una vez por año.

La necesidad de obtener un sello adecuado alrededor del tubo plástico, para evitar la existencia de caminos permeables que pudieran alterar la distribución de las presiones de poros 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 base 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 de material de sellado alrededor de cada tubo.

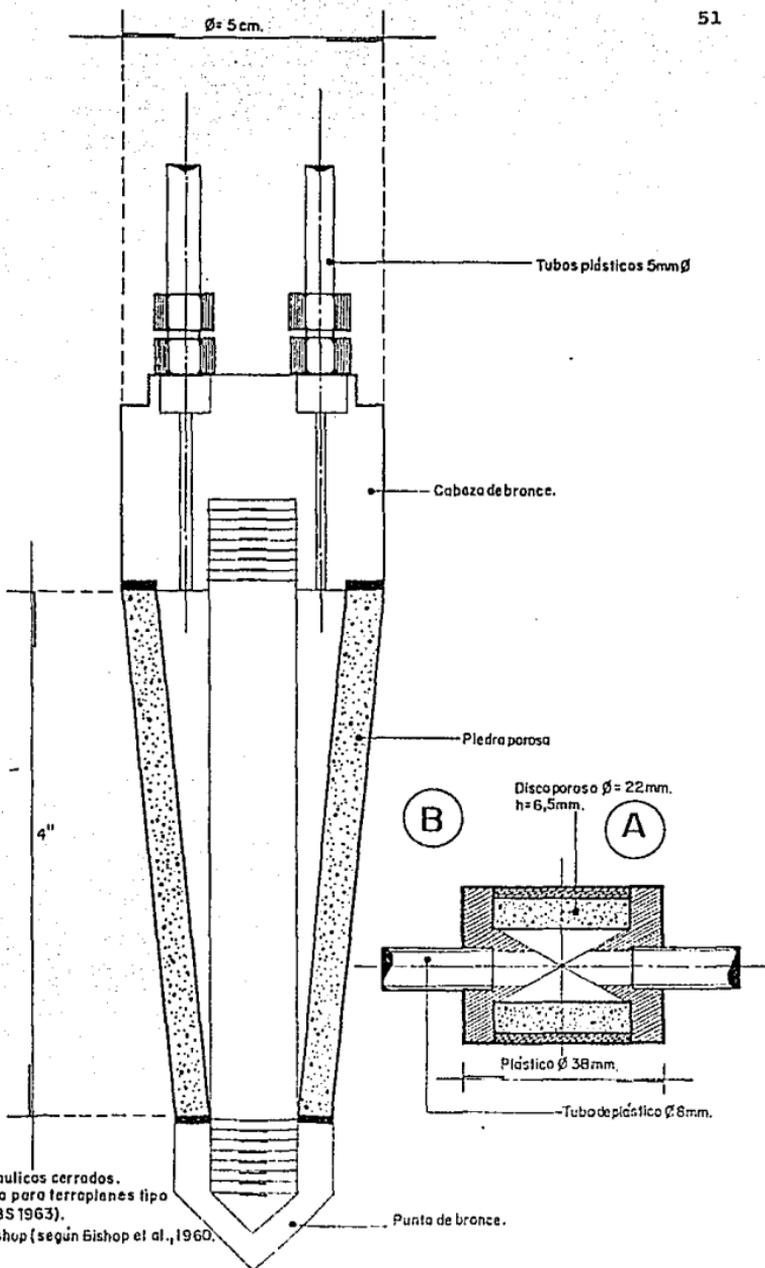


FIGURA 12.-

Piezómetros hidráulicos cerrados.

A) - Punta plástica para terraplenes tipo USBR (según URBS 1963).

B) - Punta tipo Bishop (según Bishop et al., 1960).

### **III.3.- PIEZOMETROS ELECTRICOS.**

En principio es dable construir un piezómetro con un retardo hidrostático extremadamente pequeño, recurriendo a una cámara estanca 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 ala eventual entrada de agua en la cámara estanca. Estas y otras dificultades son similares a las tratadas en el artículo 67 al estudiar las células de presión.

Hasta ahora, el mejor registro de comportamiento lo proveen los piezómetros que contienen extensómetros de alambre o cuerda vibrante. La fig. 13 muestra el piezómetro Maihak, provisto de la cuerda vibrante (Brooker y Lindberg, 1965) 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 0,1 kg/cm<sup>2</sup>, 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 del aire y la del agua era en el lugar mayor de unos décimos de kilo por centímetro cuadrado. La medición de presiones de poros positivas ha sido satisfactoria.

El remplazo 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 (Ver fig. 13), el aire por lavado, el dispositivo puede eventualmente comenzar a leer presiones de aire (Bishop et al., 1964).

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

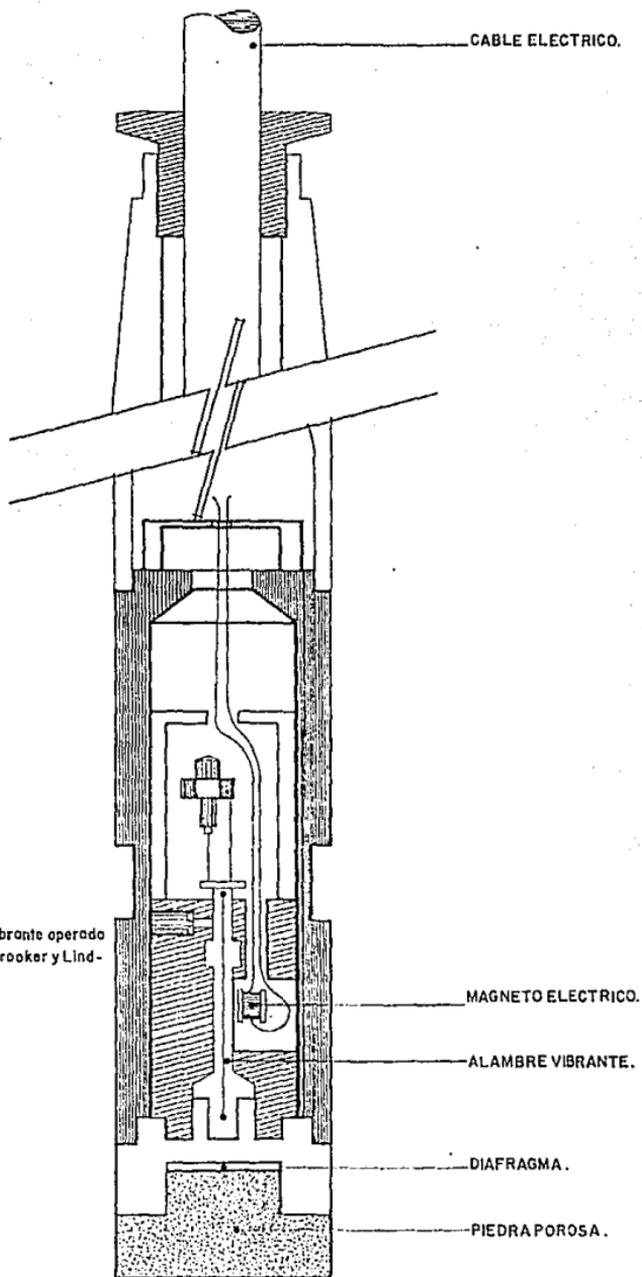


FIG.13.-

PIEZOMETRO a cuerda vibrante operado electricamente (según Brooker y Lindberg, 1965.)

MAGNETO ELECTRICO.

ALAMBRE VIBRANTE.

DIAFRAGMA.

PIEDRA POROSA.

### *III d. 4.- PIEZOMETROS NEUMATICOS.*

En los piezómetros eléctricos, la presión de poros actúa sobre un diafragma que se deforma, deformación ésta que sirve de elemento de medición. En los piezómetros neumáticos, el diafragma se somete por arriba a una presión de aire que balancea la presión de poros. La sensibilidad del instrumento depende de la magnitud de la deformación del diafragma necesaria para balancear la presión de aire. Se construyen 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 poros, el diafragma mantiene cerrada la entrada al tubo de salida. Cuando la presión del aire iguala a la presión del agua de los poros, 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 (Warlam y Thomas, 1965).

En un 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 del agua en los poros, 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 del agua (Wilson, 1966).

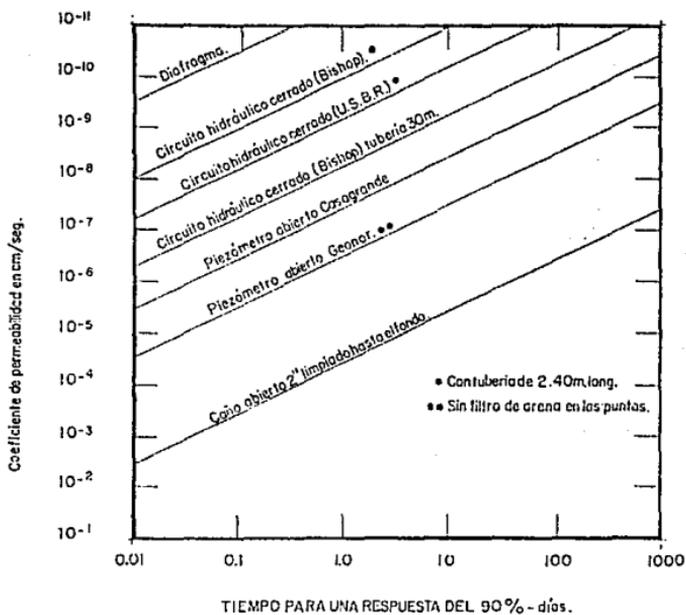
Los piezómetros neumáticos eliminan la necesidad de desairear los tubos de agua y de proteger a éstos y a los manómetros de las heladas. Tampoco necesitan de un circuito eléctrico. Su tiempo de reacción es relativamente pequeño, pero no ha sido aún totalmente evaluado.

### *IIIe.- ELECCION DEL TIPO DE PIEZOMETRO.*

Como regla, el piezómetro seleccionado para un propósito dado, debe ser el más simple de todos los que satisfacen las necesidades del problema en consideración. A medida que aumenta la complejidad del piezómetro o del sistema de medida, se multiplican el costo y las posibilidades de un funcionamiento deficiente y de su eventual rotura.

Ya se hizo mención de la influencia que las restricciones del lugar ejercen sobre el tipo de piezómetro a seleccionar. Pero no solo debe considerarse el tipo de instrumento, sino también la relativa facilidad o dificultad para obtener un sellado real y la medida en que la instalación puede interferir con las operaciones de construcción.

En todos los casos, el retardo hidrostático de la instalación merece cuidadosa atención y puede eliminar ciertos tipos de piezómetros. De la figura 14 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 fluctuaciones en presión de poros anticipada. Por ejemplo, según la figura 14, 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/seg es de unos 5 días. No obstante, 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 determinar la presión de poros en un depósito natural donde no se esperan fluctuaciones 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 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 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 figura 14, se necesitará un piezómetro hidráulico a circuito cerrado.



**FIG.-14.**  
Retardo aproximado de los diferentes tipos de piezómetros (según Hvarstev, 1951; Penman, 1961; Brooker y Lindberg, 1965, y otros).

Resulta evidente que es necesario dar a los requerimientos 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 escurrimiento 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, si ajustarse ciegamente a reglas establecidas, aún los instrumentos más refinados (Ver fig. 14), pueden conducir a resultados totalmente erróneos o bien dejar de funcionar. Por ello, la instalación de piezómetros, si se exceptúan los suelos homogéneos y permeables, no puede ser delegada al personal corriente 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.

### ***III f.- REGISTRO DE LAS OBSERVACIONES DE OBRA Y DEL TERRENO***

Los capítulos precedentes han demostrado el papel vital que las observaciones de obra y del terreno tienen en la ingeniería de suelos y fundaciones. No se puede, empero, obtener un beneficio total de tales observaciones a menos que los registros que contienen la información se mantengan de una manera cuidadosa e inteligente. Con frecuencia, se han ignorado mediciones que eran avisos de desastres inminentes debido a que fueron registrados en los libros de obra o en tablas complicadas, o no fueron llevadas a la atención de un ingeniero en posición de apreciar su significado. En muchos casos, información potencialmente valiosa hubo de descartarse como inútil, debido a unas pocas omisiones que escaparon a la atención de los observadores en el momento en que se efectuaban los registros. Muchos registros son inútiles debido a que los datos están pobremente presentados que resulta demasiado oneroso gastar el tiempo necesario para organizarlos e interpretarlos.

Para ser útiles los registros deben llevarse de tal manera que cualquier ingeniero pueda obtener los datos sin más consulta y sin posibilidad de equivocarse. Los apartados que siguen resumen los requerimientos mínimos que deben cumplir las observaciones de obra y el terreno.

### ***III.f.1.- PLANO GENERAL E INFORMACION GEOTECNICA.***

Todo registro de observaciones en el terreno debe contener un plano general que muestre la posición planialtimétrica de cada punto de observación y su relación con los elementos principales de la obra. Una vez que a un punto se le ha asignado una letra o un número, la designación adoptada no debe modificarse, pues el registro del cambio puede llegar a perderse. El plano general debe también contener una descripción completa de los puntos fijos de referencia y sus cotas. Debe, además, mostrar la posición de todas las perforaciones efectuadas.

Las condiciones del subsuelo deben mostrarse en un digesto de los resultados obtenidos representados en una única hoja que contenga perfiles simplificados con la descripción verbal de las formaciones principales, suplementada con valores numéricos representativos de las propiedades pertinentes del suelo.

### ***III.f.2.- DIMENSIONES Y DATOS NUMERICOS***

Los resultados de todas las observaciones deben reunirse en un solo documento en forma tabular. El encabezamiento de cada columna de datos numéricos debe contener el significado exacto de la cantidad representada por dichos números. En este aspecto nada debe tomarse por sentado. Hay que recordar que las dimensiones con que representan los resultados de las mediciones varían de lugar en lugar y en un mismo lugar de tiempo en tiempo.

### ***III.f.3.- FRECUENCIA DE LAS OBSERVACIONES.***

Si se efectúan observaciones demasiado frecuentes, se malgasta el dinero y los registros se tornan demasiado complejos. Por el contrario, si están demasiado espaciados, los registros contienen vacíos que solo se descubren cuando es muy tarde.

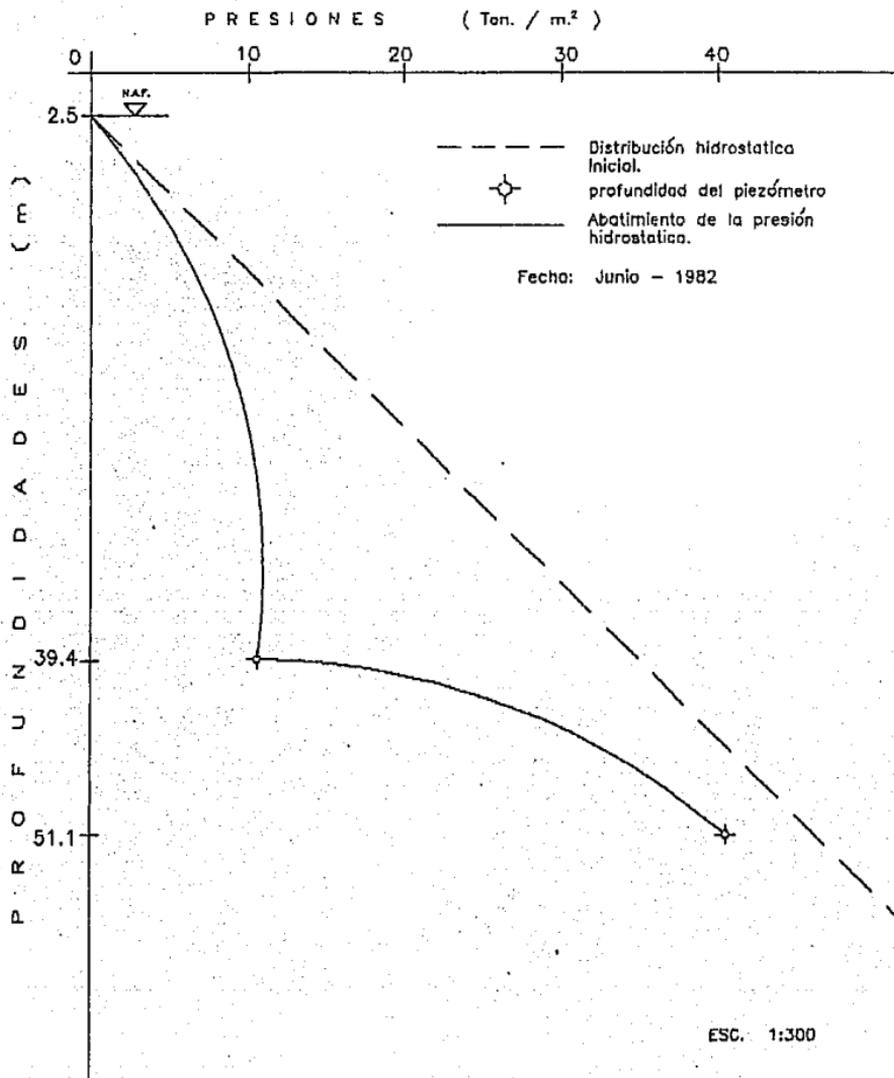
En general, para una obra dada, es ventajoso efectuar observaciones frecuentes hasta que las características del fenómeno que se quiere investigar se tornan evidentes. Después se puede disminuir la frecuencia sin reducir el valor de los resultados.

**GRAFICAS DE  
VARIACION PIEZOMETRICA**

# DISTRIBUCION PIEZOMETRICAS

(P-10-05 Fco. del Paso y Troncoso, cruce con Av. Aplataco)  
UBICACION: PLANO No. 2

60

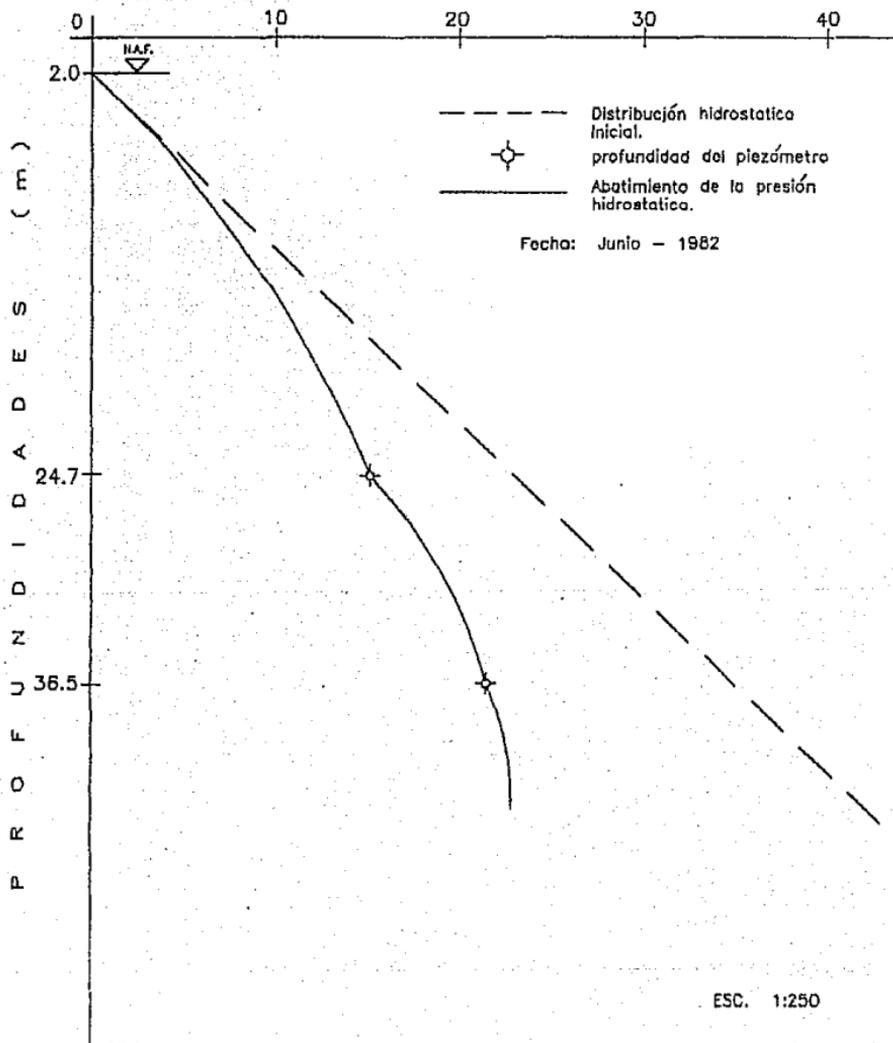


# DISTRIBUCION PIEZOMETRICAS

(P-10-06 Arneses y Domingo Gonzalez)

61

PRESIONES (Ton. / m.<sup>2</sup>)



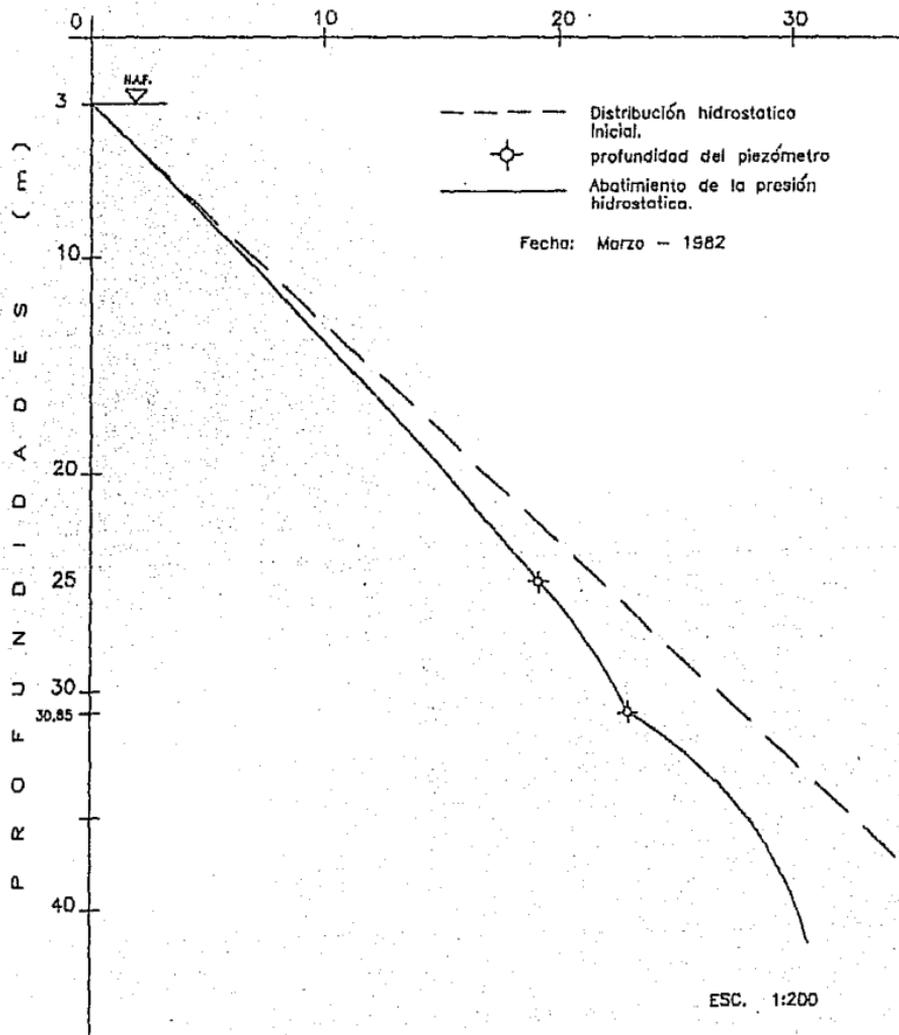
# DISTRIBUCION PIEZOMETRICAS

62

(P-10-02 Eduardo Molina y San Juan de Aragón)

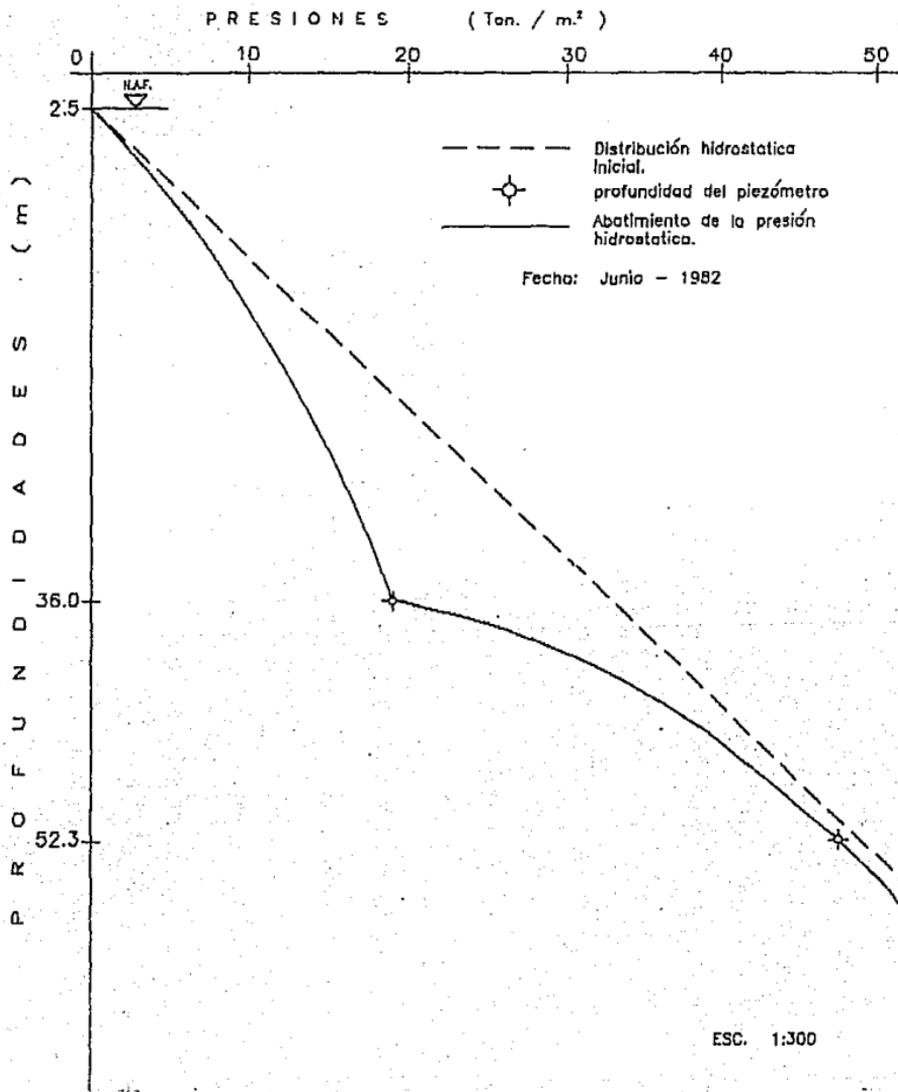
UBICACION: PLANO No. 2

PRESIONES (Ton. / m.<sup>2</sup>)



# DISTRIBUCION PIEZOMETRICAS

(P-10-04 Fco. del paso y Troncoso y Av. del Taller)<sup>63</sup>  
UBICACION: PLANO No. 2



ESC. 1:300

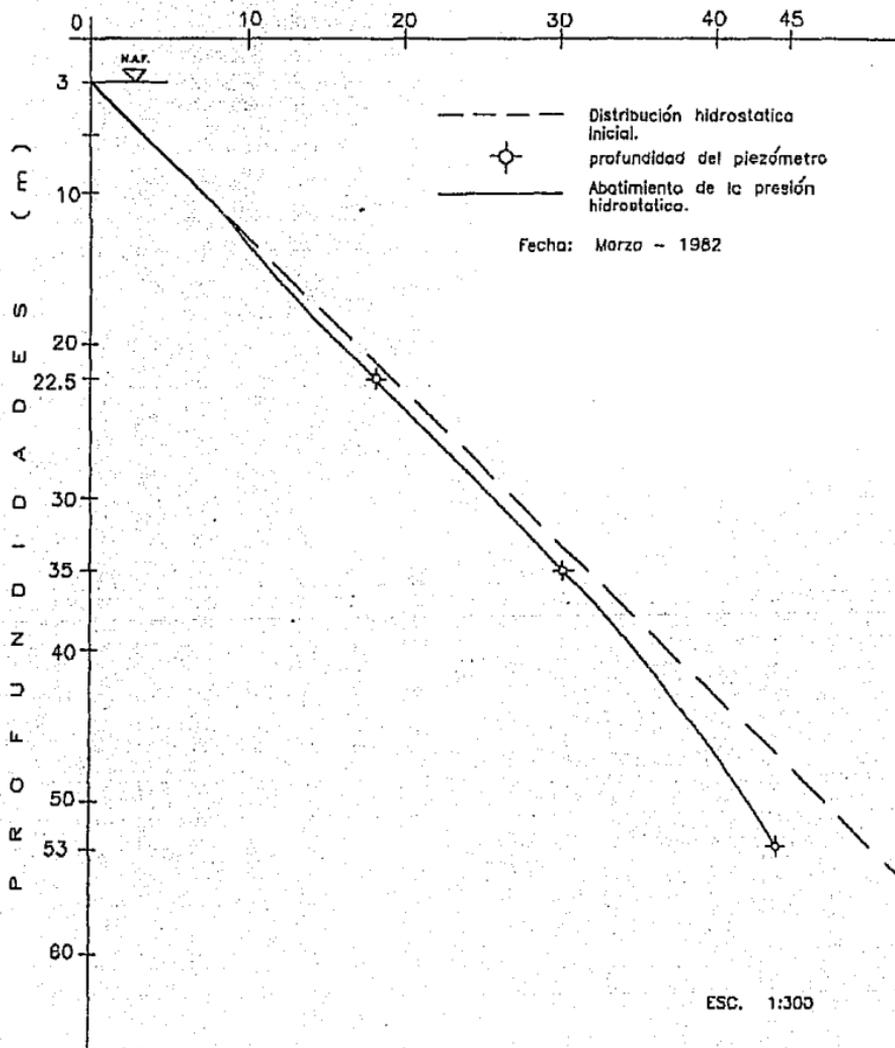
# DISTRIBUCION PIEZOMETRICAS

( P-10-3 Eduardo Molina y Albañiles )

64

UBICACION: PLANO No. 2

PRESIONES ( Ton. / m.<sup>2</sup> )

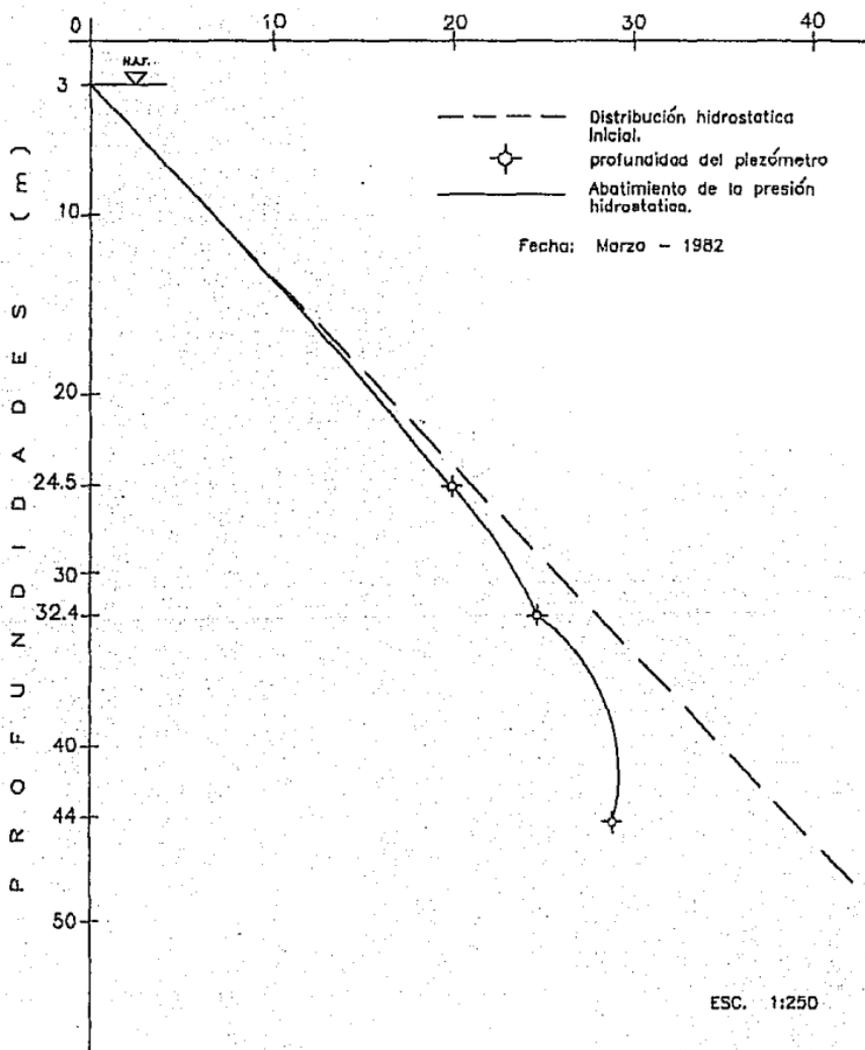


ESC. 1:300

# DISTRIBUCION PIEZOMETRICAS

( P-10-1 Eduardo Molina y Cerrada Ancha<sup>65</sup> )  
UBICACION : PLANO No. 2

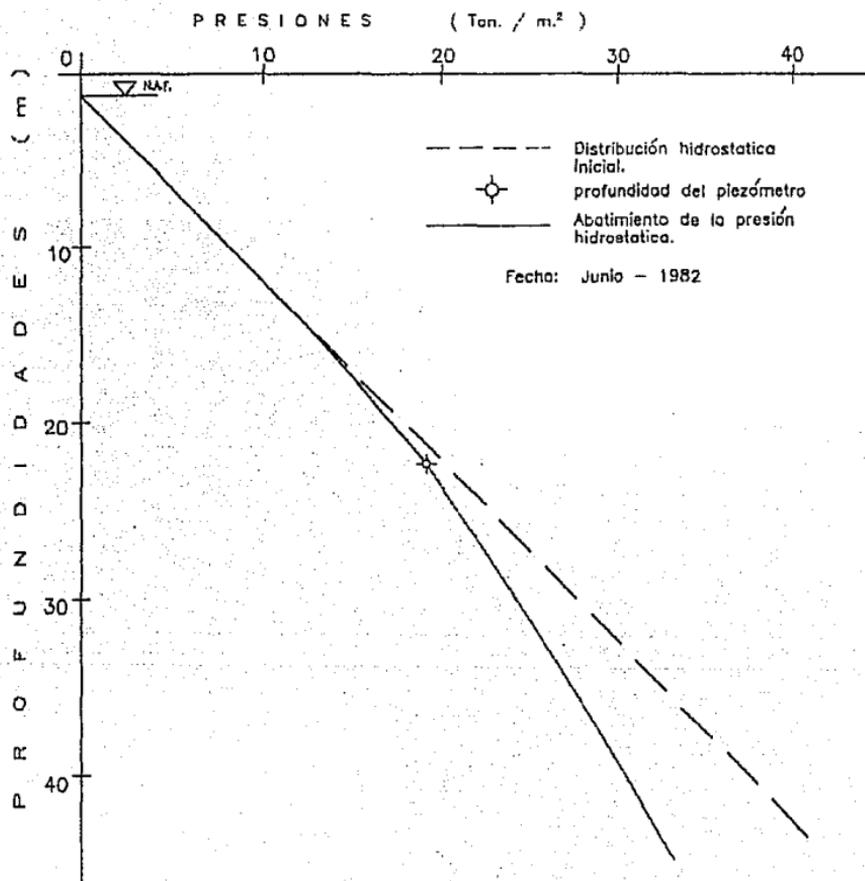
PRESIONES ( Ton. / m.<sup>2</sup> )



# DISTRIBUCION PIEZOMETRICAS

(P-IC-03 Div. del Norte y Miguel Laurent)  
UBICACION : PLANO No. 2

66



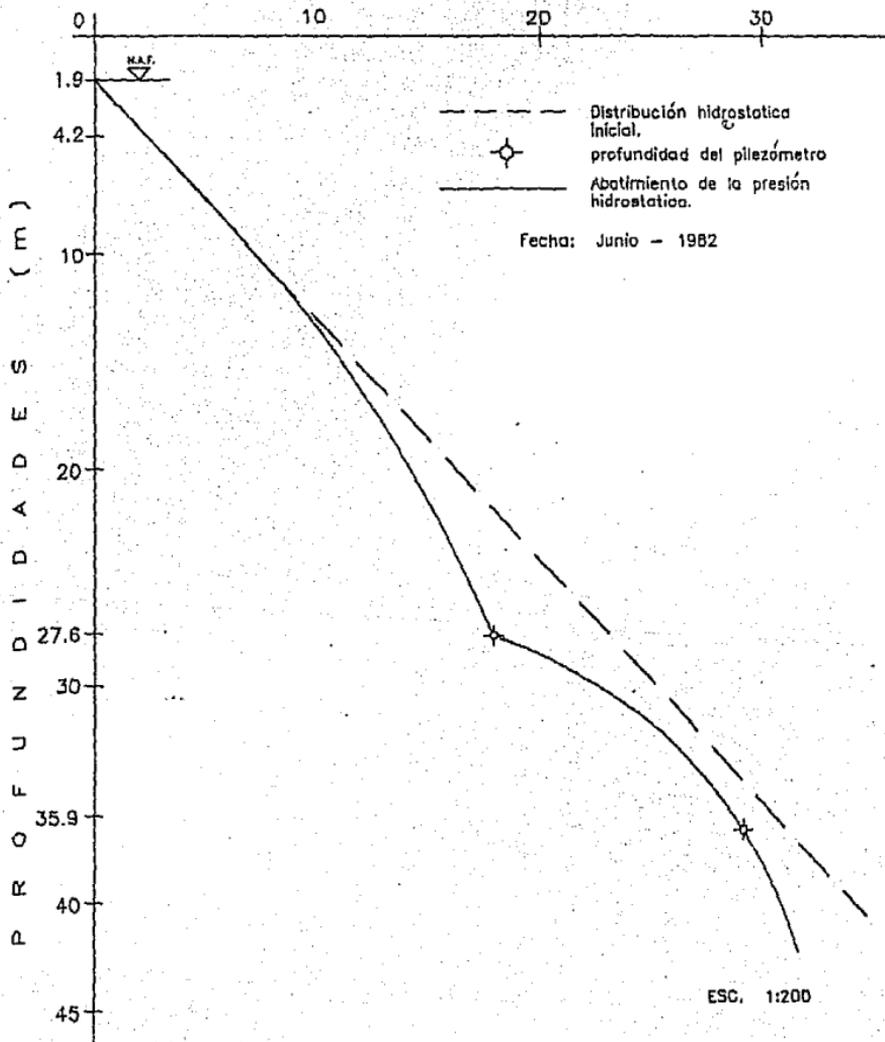
# DISTRIBUCION PIEZOMETRICAS

(P-IC-02 AvDr. Vertiz y Diagonal San Antonio)

67

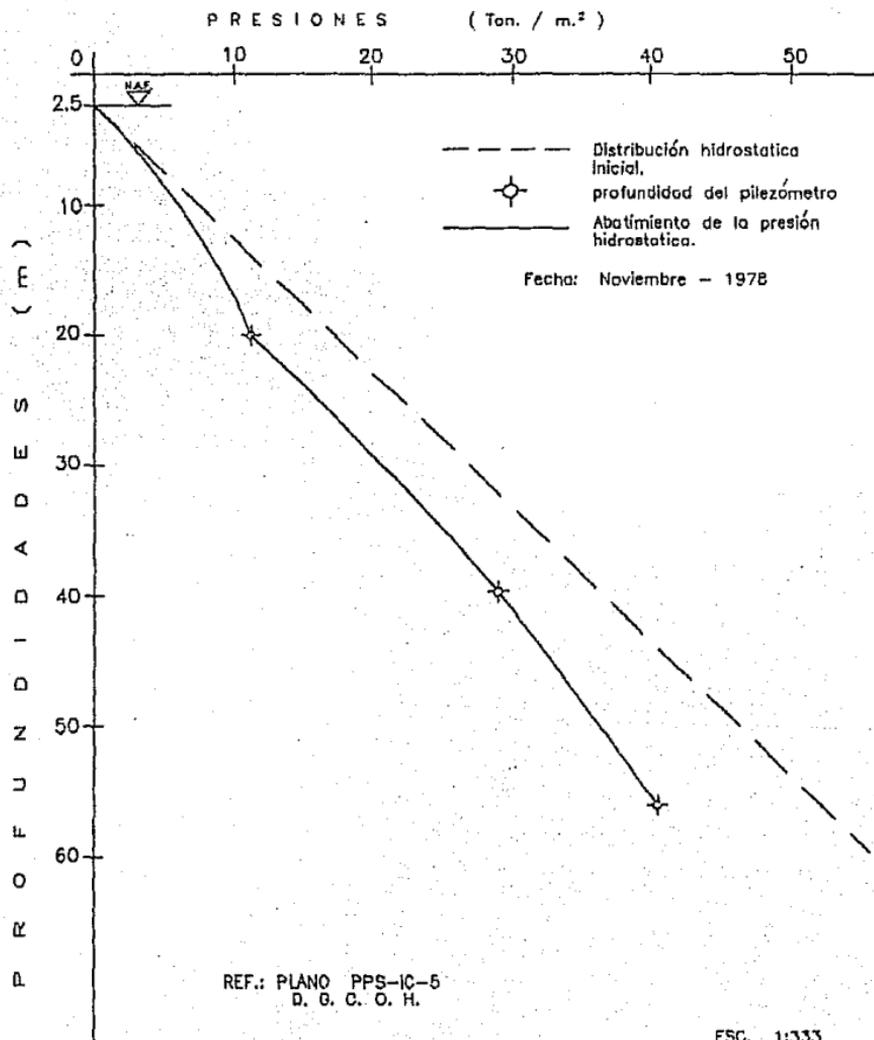
\*UBICACION : PLANO No. 2 \*

PRESIONES (Ton. / m.<sup>2</sup>)



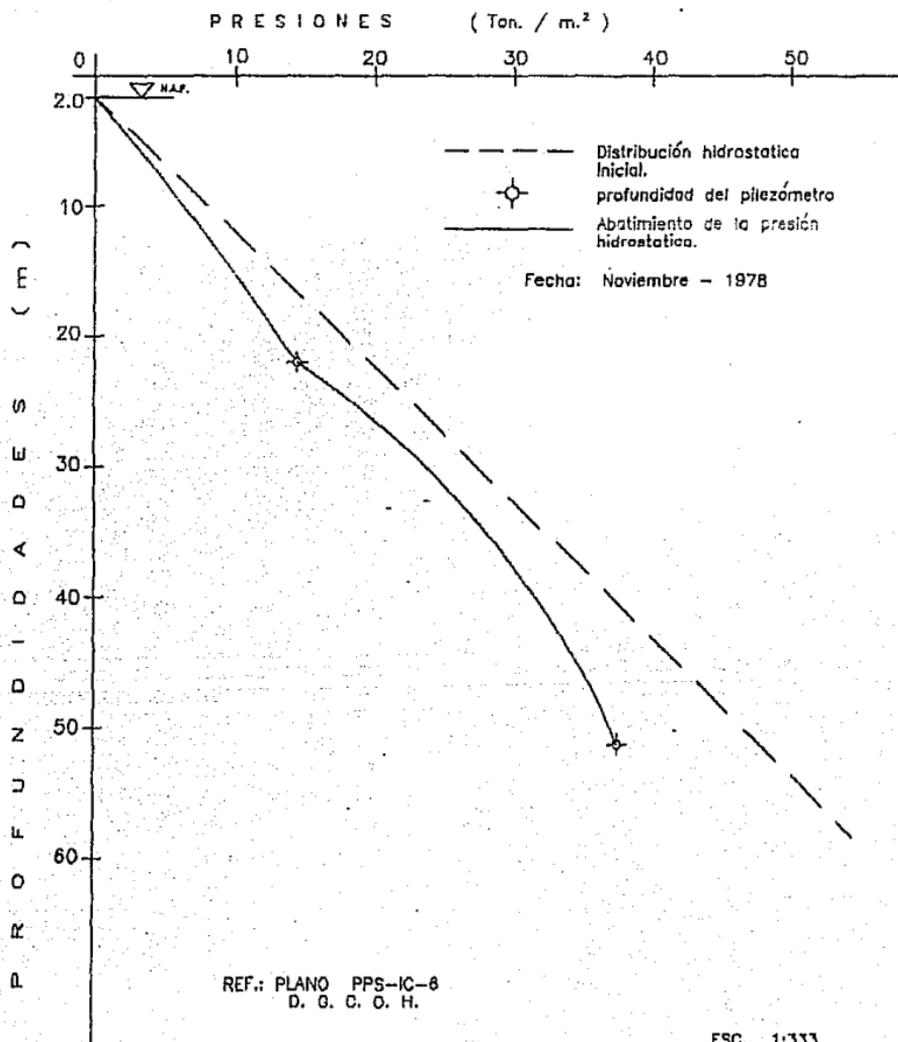
# DISTRIBUCION PIEZOMETRICAS

(Cadenamiento IC-L-5-sc, Av. Cuauhtemoc y Dr. Olvera<sup>68</sup>)  
"UBICACION: PLANO No. 2"



## DISTRIBUCION PIEZOMETRICAS

(Cadenamiento IC-L-6-sc, Av. Cuauhtemoc y Alvaro Obregón )  
"UBICACION : PLANO No. 2"

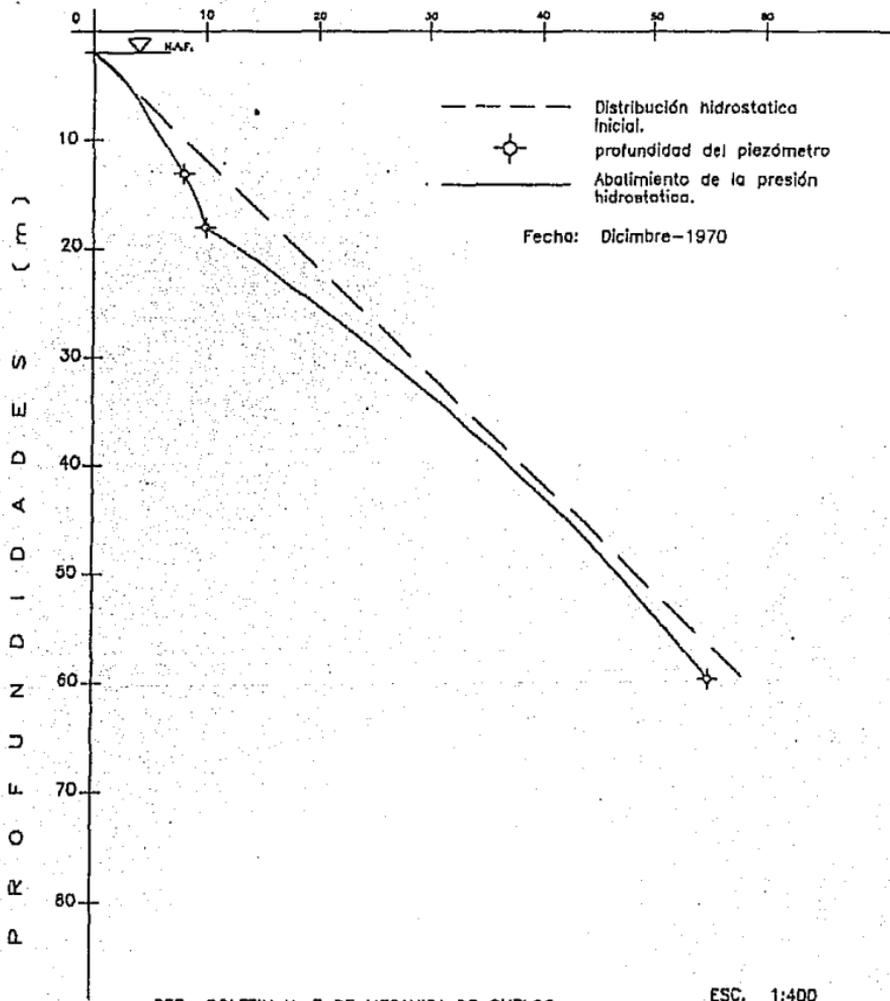


# DISTRIBUCION PIEZOMETRICAS

70

( P-252 Alameda Central )  
\*UBICACION: PLANO No. 2

PRESIONES ( Ton. / m.<sup>2</sup> )



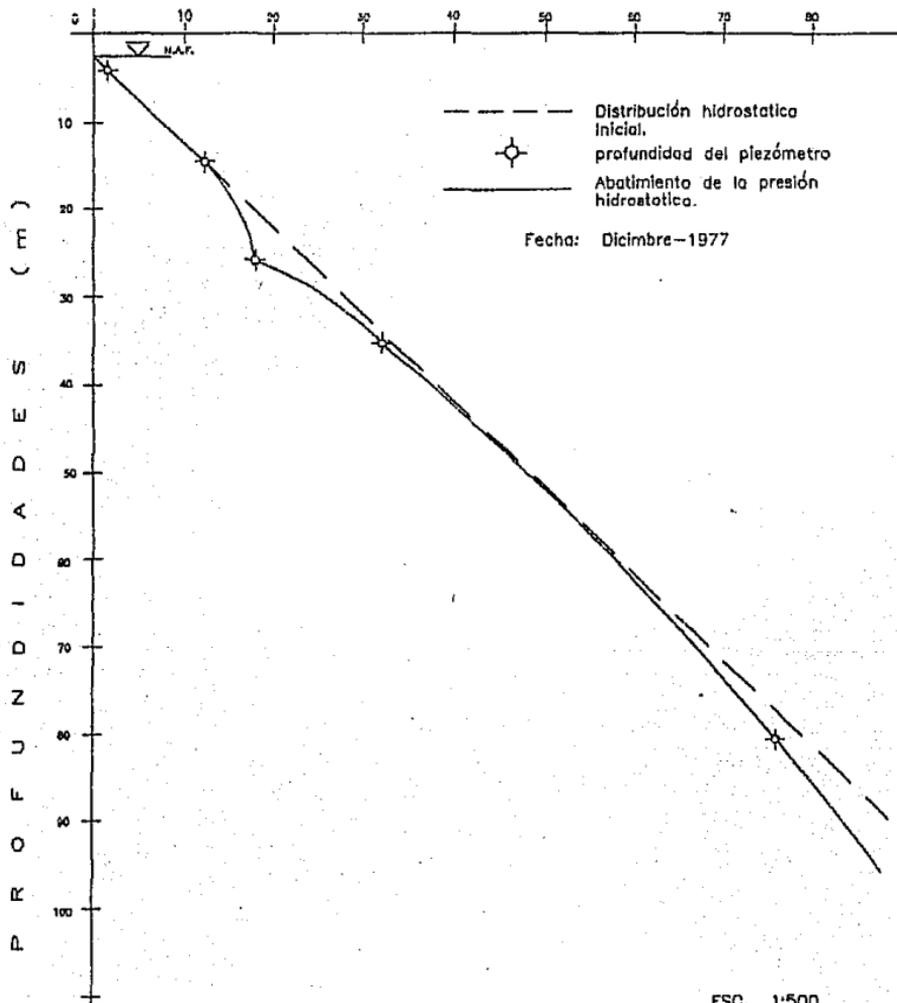
# DISTRIBUCION PIEZOMETRICAS

(PC-184-2 JARDIN DE SAN FERNANDO)

71

"UBICACION : PLANO No. 2 "

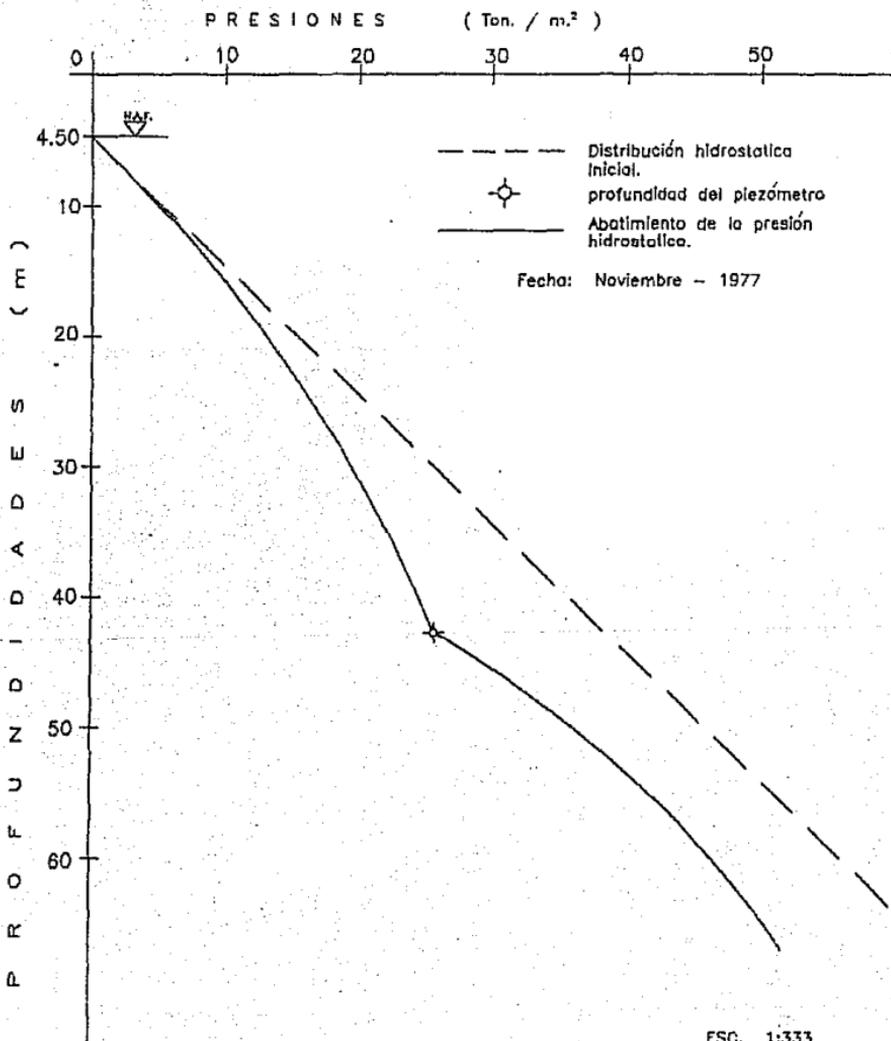
PRESIONES (Ton. / m.<sup>2</sup>)



# DISTRIBUCION PIEZOMETRICAS

(Codenamamiento IC-9B-1+800-sc, Prol. Guerrero y U. Nacional-Tlatelolco)  
 "UBICACION: PLANO No. 2"

72



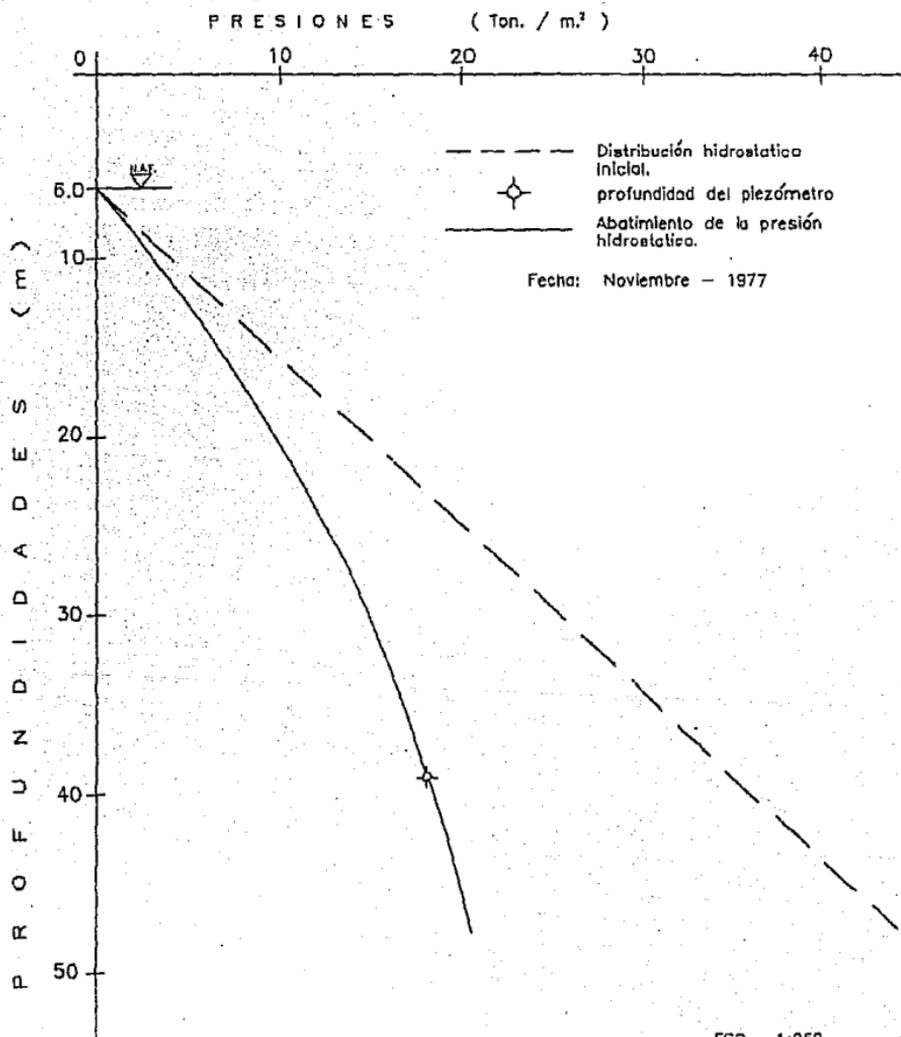
REF.: PLANO PPS, IC - 9 a  
 D. G. C. O. H.

ESC. 1:333

# DISTRIBUCION PIEZOMETRICAS

(Cadenamiento IC-98-0+300-sc, Insur. Norte y Rio Consulado<sup>73</sup>)

"UBICACION: PLANO No. 2"



REF.: PLANO PPS. IC-9  
D. G. C. O. H.

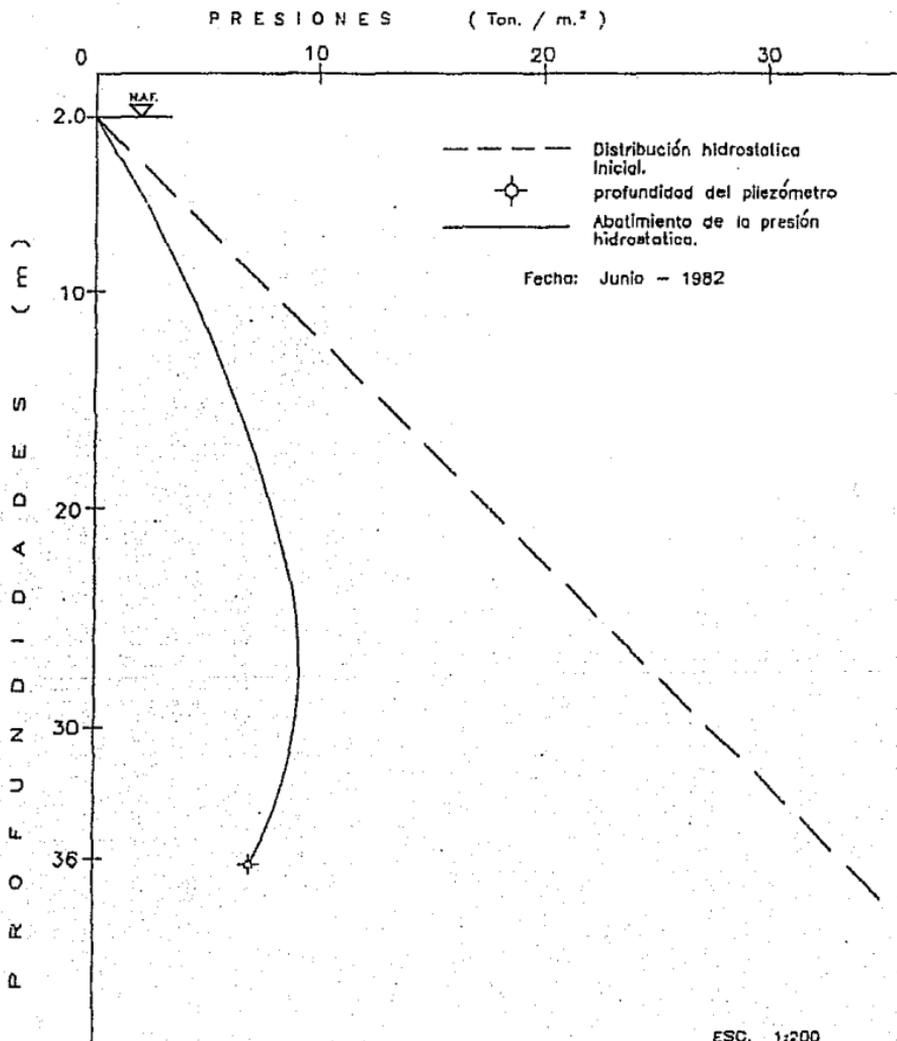
ESC. 1:250

# DISTRIBUCION PIEZOMETRICAS

(P-IC-01 Av. Fortuna y Cien Metros)

"UBICACION : PLANO No. 2"

74

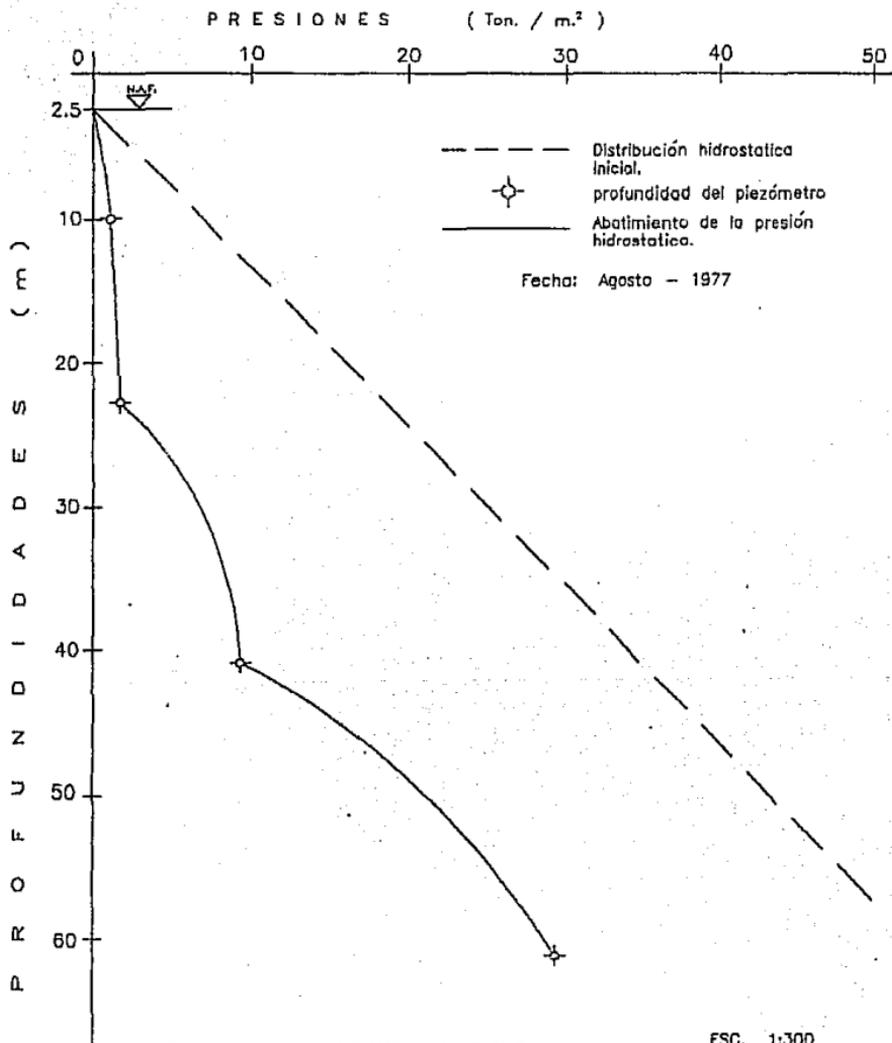


# DISTRIBUCION PIEZOMETRICAS

75

(P-404-1 Nacional Productores de Alcohol)

"UBICACION : PLANO No. 2"



## CAPITULO IV.

### *CALCULO DE HUNDIMIENTOS*

#### *IVa.- CRITERIO DE CALCULO.*

Para determinar los asentamientos que sufrirán las formaciones arcillosas del subsuelo, se aplicó la teoría de la consolidación de Terzaghi, considerando que los mantos comprensibles se drenan por las caras superior e inferior, que el nivel piezométrico actual en los acuíferos es constante con el tiempo, que el nivel de aguas freáticas, de acuerdo con las observaciones realizadas, se mantendrá fijo respecto a la superficie del terreno.

Para los fines de cálculo, se tomó el espesor (H) del estrato de arcilla y el incremento de la presión efectiva  $\Delta P$ , que ocurrirá debido a la extracción de agua de la capa permeable (acuífero). El valor del incremento de la presión  $\Delta P$  se obtuvo con el siguiente criterio:

- i.- Se trazó una línea a  $45^\circ$  a partir del nivel de aguas freáticas correspondientes a la configuración hidrostática en equilibrio (ver la parte A, de la figura adjunta).
- ii.- Al producirse la explotación del acuífero, se ocasionó un abatimiento de la presión neutra (figura B) y el proceso de consolidación se inició. La distribución de presiones de poro medidas o recopiladas durante este estudio, se considerará como condición inicial para la predicción de hundimientos futuros.
- iii.- Considerando que la distribución de la presión neutra se mantiene constante en los acuíferos, ésta tenderá a ser lineal en los mantos arcillosos al finalizar el proceso de consolidación (figura C).

El incremento de presión efectiva del suelo, fue obtenido de la diferencia entre la distribución de presiones de poro inicial y la distribución de presiones de poro calculada para cada instante del futuro.

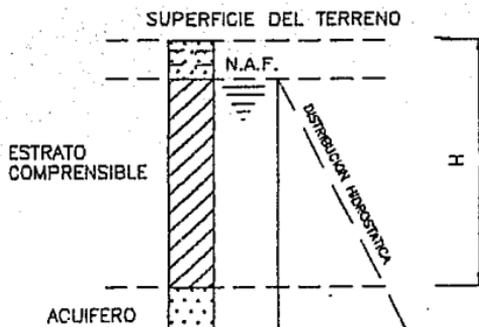


FIGURA - a

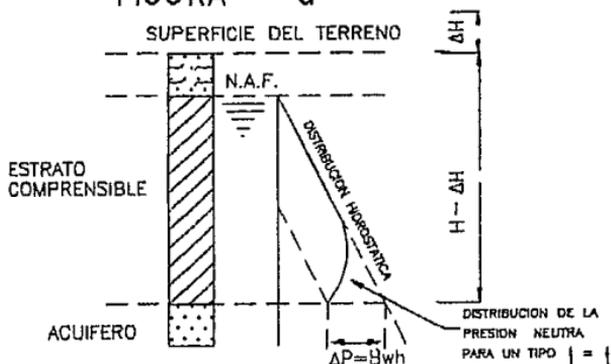


FIGURA - b

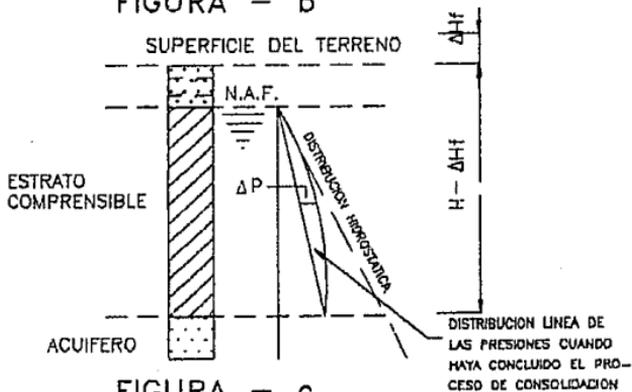


FIGURA - c

Para el análisis se usó la siguiente información:

- Registros de lecturas piezométricas (7º y 8º informes de la C.A.V.M., período 1970-1977).
- Lecturas de las estaciones piezométricas instaladas por DIRAC.
- Sondeos de exploración para la construcción de los interceptores, así como las que se encuentran en la cercanía de éstos.
- Cartas de regresión estadística realizadas por R. Marsal

De donde se capturó la siguiente información:

- Estratigrafía del subsuelo
- Contenido natural de agua
- Coeficiente de compresibilidad
- Coeficiente de consolidación
- Relación de vacíos
- Incremento de la presión efectiva que actuará en el suelo

Estos datos a su vez, se utilizaron para calcular hundimientos teóricos probables que sufrirá la superficie del terreno e interceptores, al ocurrir el abatimiento de la presión neutra.

Una vez determinados los parámetros del suelo, se procedió a efectuar el cálculo de asentamientos, a partir de la siguiente fórmula:

$$\Delta H = \frac{a_v}{1+e} \cdot \Delta P \cdot H$$

donde:

$\Delta H$	=	Asentamiento por consolidación	(cm)
$a_v$	=	Coeficiente por compresibilidad	(cm <sup>2</sup> /kg)
$e$	=	Relación de vacíos inicial	(adimensional)
$\Delta P$	=	Incremento de la presión efectiva	(Kg/cm <sup>2</sup> )
$H$	=	Espesor del estrato comprensible	(cm)

Una vez calculado el hundimiento ( $\Delta H$ ), se procedió a estimar el factor tiempo con la fórmula siguiente:

$$T = \frac{C_v t}{\frac{H^2}{2}}$$

donde:

- T = Factor tiempo (adimensional)  
 C<sub>v</sub> = Coeficiente de consolidación (cm<sup>2</sup>/seg)  
 t = Tiempo (seg)  
 H = Espesor del estrato comprensible (cm)

Para determinar el porcentaje de consolidación en un tiempo dado, se utilizó la siguiente expresión:

$$U = \sqrt[6]{\frac{T^3}{T^3 + 0.5}}$$

donde:

- U = Grado de consolidación (%)  
 T = Factor tiempo (adimensional)

Para estimar el asentamiento que ocurrirá en un tiempo determinado, se usó la siguiente fórmula:

$$S_t = \Delta H \left( \frac{U \%}{100} \right)$$

donde:

- S<sub>t</sub> = Asentamiento que ocurrirá en un tiempo determinado (cm)  
 $\Delta H$  = Asentamiento total (cm)  
 U = Porcentaje de consolidación en un tiempo determinado (%)

En las tablas Nos. 4, 5, 6 y 7 se han tabulado los siguientes conceptos:

- Porcentaje de consolidación esperado al año 2000
- Hundimientos superficiales totales y al año 2000
- Hundimiento en los interceptores, totales y al año 2000
- Año en que ocurrirá el 95% de consolidación

#### **Estimación de las velocidades de hundimiento.**

Con el objeto de conocer los hundimientos ocurridos y los que ocurrirán (de 1966 hasta el año 2000) en las zonas de la ciudad por donde pasará el trazo de los interceptores, se tuvo que recurrir a la siguiente información:

- Curvas de igual hundimiento de 1966-1970, del Tomo I de la V. Reunión de Mecánica de Suelos.
- Boletín de Mecánica de Suelos 8 (1974-1977)  
Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos
- Nivelaciones realizadas por DIRAC de 1976 a 1981
- Hundimientos calculados por DIRAC al año 2000

Con los datos obtenidos fue posible determinar los hundimientos y sus velocidades manifestadas en la superficie durante el período antes mencionado, se pudo observar que las velocidades de hundimiento al año 2000 son menores en el Interceptor Central con valor promedio de 0.0287 m/año, y mayores en la zona sur del interceptor oriente, con un valor promedio de 0.0544 m/año, esta magnitud de velocidad es debida a la presencia de pozos de extracción de agua.

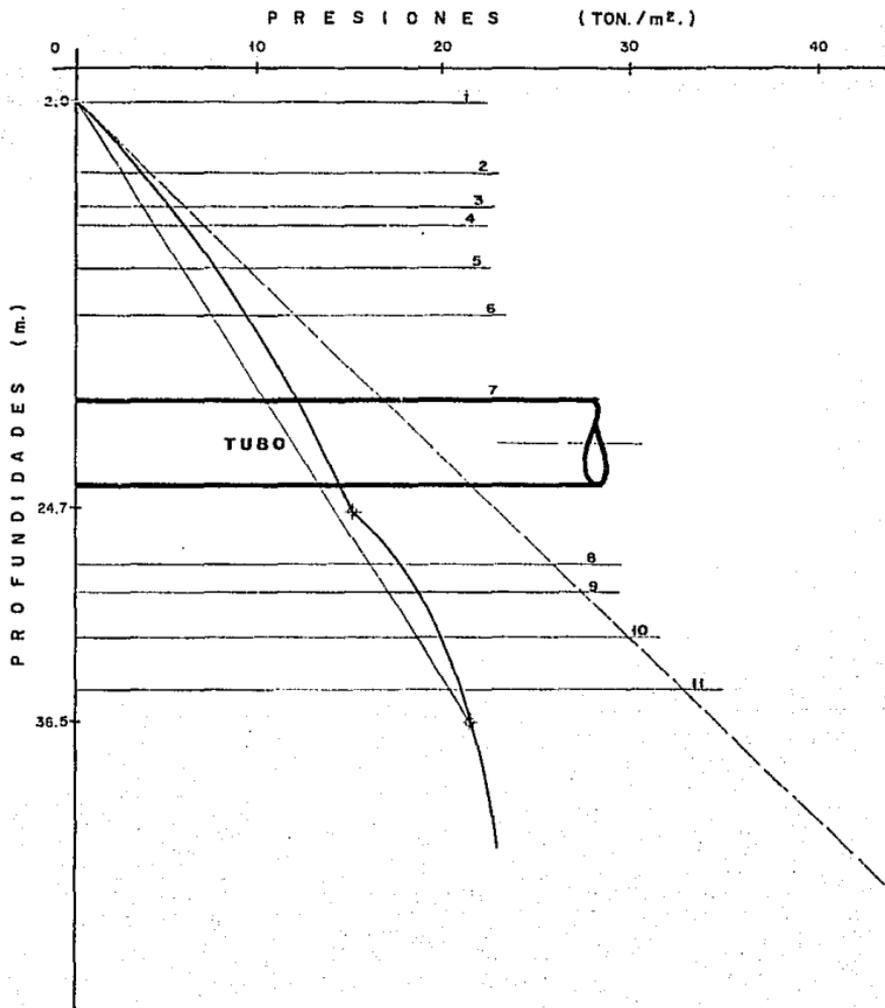
De continuar con esta velocidad de hundimiento, puede cambiar la pendiente actual de la ciudad en esa zona.

## **IV.B. EJEMPLOS**

# GRAFICA DE VARIACION PIEZOMETRICA

(Arnosos y Domingo González)

82



## EJEMPLO No. 1

- Cálculo de Hundimientos

Piezómetro: Arnases y Domingo González

Tenemos:  $\Delta H = mv \cdot \Delta P \cdot H$

Donde:  $mv = \frac{av}{1 + ci}$

$\Delta H$  = Hundimiento (cm)  
 $av$  = Coeficiente de compresibilidad ( $\text{cm}^2/\text{seg}$ )  
 $ci$  = Relación de vacíos Inicial (adimensional)  
 $mv$  = Coeficiente de variación volumétrica ( $\text{cm}^2/\text{kg}$ )  
 $\Delta P$  = Incremento de presión efectiva ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )  
 $H$  = Espesor del estrato compresible (cm)

ESTRATO No	ESPESOR Cm	W %	$av$ $\text{cm}^2/\text{kg}$	$c$	$mv$ $\text{cm}^2/\text{kg}$	$\Delta P$ $\text{kg}/\text{cm}^2$	$\Delta H$ cm
1	200	30	0.120	1.2	0.054	0.00	0.00
2	375	100	0.250	2.4	0.073	0.11	3.01
3	200	290	1.80	5.8	0.264	0.15	7.92
4	100	100	0.250	2.4	0.073	0.16	1.168
5	250	300	1.8	5.9	0.261	0.19	12.39
6	250	200	1.0	4.3	0.188	0.19	8.93
7	475	300	1.8	5.8	0.265	0.16	20.14
							<u>53.56</u>
8	425	250	1.5	4.5	0.272	0.15	17.34
9	150	150	0.8	3.2	0.190	0.14	3.99
10	250	200	1.0	4.3	0.188	0.12	5.64
11	300	213	1.2	3.8	0.250	.004	3.00
							<u>29.97</u>

OBSERVACIONES:

ASENTAMIENTO SUPERIOR	53.56 cm
ASENTAMIENTO INFERIOR	<u>29.97 cm</u>
ASENTAMIENTO TOTAL	83.53

- Cálculo del Factor Tiempo

$$T = \frac{Cv \cdot t}{\left(\frac{H}{2}\right)^2}$$

Donde:

T= Factor tiempo	(adimensional)
Cv= Coeficiente de Consolidación	(cm <sup>2</sup> /seg)
t = Tiempo	(seg)
H = Espesor del estrato compresible	(cm)

AÑOS No	t seg	H cm	$\left(\frac{H}{2}\right)^2$ cm	W %	Cv/ cm <sup>2</sup> /seg	Tn
1	31'536,000	3,450	2'975,625	260	$2.6 \times 10^{-3}$	0.0275 = T <sub>1</sub>
5	157'680,000	3,450	2'975,625	260	$2.6 \times 10^{-3}$	0.0137 = T <sub>2</sub>
10	315'360,000	3,450	2'975,625	260	$2.6 \times 10^{-3}$	0.275 = T <sub>3</sub>
15	473'040,000	3,450	2'975,625	260	$2.6 \times 10^{-3}$	0.413 = T <sub>4</sub>
18	567'648,000	3,450	2'975,625	260	$2.6 \times 10^{-3}$	0.495 = T <sub>5</sub>

NOTA: El cálculo se realizó en 1982, por esta razón se llega a 18 años.

2000 - 1982 = 18 años

- Determinación del porcentaje de consolidación en un tiempo dado:

$$U = \sqrt[6]{\frac{T^3}{T^3 + 0.5}}$$

Donde:

U = Grado de Consolidación ( % )  
 T = Factor tiempo ( adimensional )

Para:

$T_1 = 0.0275$	Tenemos	U = 18 %
$T_2 = 0.137$		U = 42 %
$T_3 = 0.275$		U = 60 %
$T_4 = 0.413$		U = 71 %
$T_5 = 0.495$		U = 76 %

- Para estimar el asentamiento que ocurrirá en un tiempo determinado, se utiliza la siguiente expresión:

$$S_t = \Delta H \left( \frac{U\%}{100} \right)$$

Donde:

- $S_t$  = Asentamiento que ocurrirá en un tiempo determinado (cm)  
 $\Delta H$  = Asentamiento total (cm)  
 $U$  = Porcentaje de consolidación en un tiempo dado (%)

Hundimiento para año 2000  $S_{2000} = 83.53 \times \frac{76}{100} = 63.48 \text{ cm}$

Hundimiento arriba del tunel  $S_{2000} = 53.56 \times \frac{76}{100} = 40.7056 \text{ cm}$

Hundimiento abajo del tunel  $S_{2000} = 29.97 \times \frac{76}{100} = 22.7772 \text{ cm}$

- Cálculo de Velocidad de Hundimiento

$$V_H = \frac{\Delta H}{t}$$

donde:

$V_H$  = Velocidad de Hundimiento (m/año)

$\Delta H$  = Hundimiento total (m)

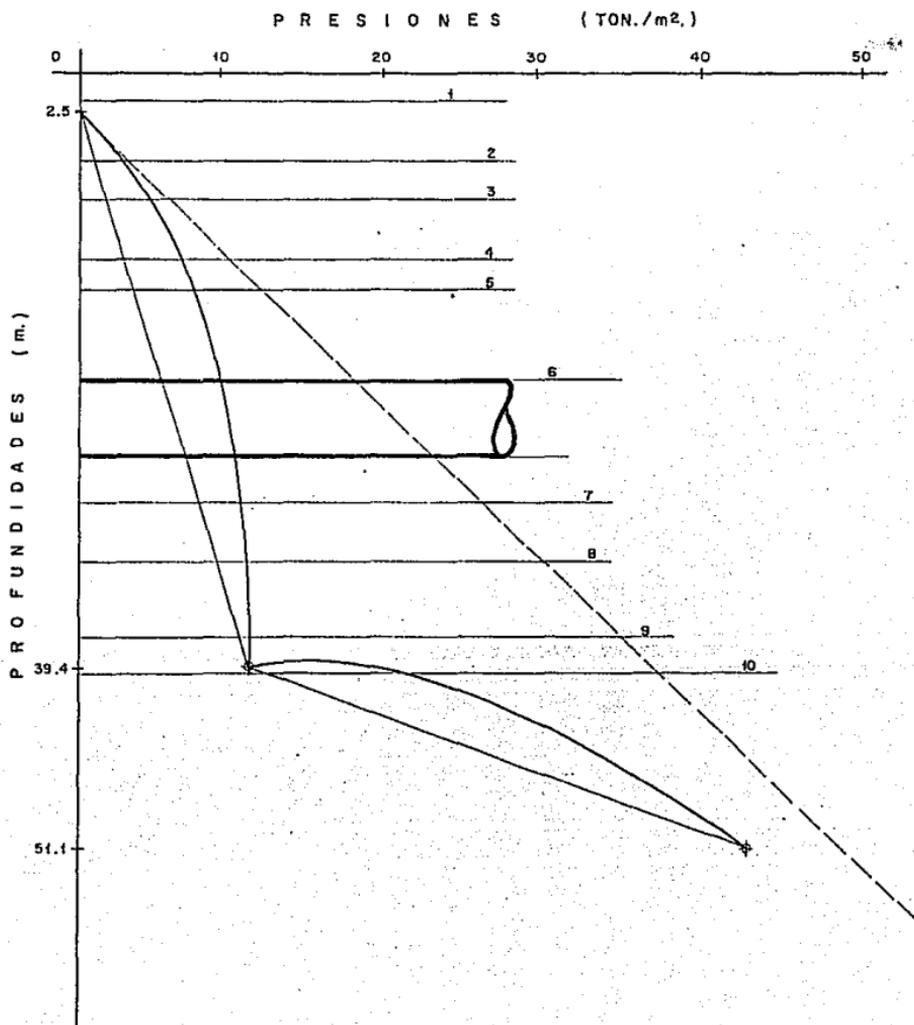
$t$  = Tiempo (años)

$$V_H = \frac{0.6348}{18} = 0.0353 \text{ m/año}$$

# GRAFICA DE VARIACION PIEZOMETRICA

(Fca. del Paso y Troncoso, cruce con Av. Apollaco)

87



## EJEMPLO No. 2

- Cálculo de Hundimientos

Piezómetro: Francisco del Paso y Troncoso, cruce con Av. Apatlaco.

Tenemos:  $\Delta H = mv \cdot \Delta P \cdot H$

Donde:  $mv = \frac{av}{1 + ci}$

$\Delta H$  = Hundimiento (cm)  
 $av$  = Coeficiente de compresibilidad (cm<sup>2</sup>/seg)  
 $ci$  = Relación de vacíos Inicial (adimensional)  
 $mv$  = Coeficiente de variación volumétrica (cm<sup>2</sup>/kg)  
 $\Delta P$  = Incremento de presión efectiva (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $H$  = Espesor del estrato compresible (cm)

ESTRATO No	ESPESOR Cm	W %	$av$ cm <sup>2</sup> /kg	e	$mv$ cm <sup>2</sup> /kg	$\Delta P$ kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta H$ cm
1	175	50	0.125	1.5	0.05	0.00	0.00
2	400	110	0.130	2.5	0.037	0.20	2.96
3	250	325	2.0	6.0	0.286	0.30	21.45
4	400	210	1.1	4.2	0.211	0.38	32.072
5	215	200	1.0	4.1	0.196	0.40	16.856
6	610	411	3.2	7.5	0.376	0.38	87.156
							<u>160.494</u>
7	325	350	2.5	6.7	0.324	0.27	28.431
8	385	150	0.75	3.4	0.170	0.18	11.781
9	500	250	1.5	4.8	0.258	0.04	5.16
10	240	60	0.3	1.8	0.107	0.90	23.112
							<u>68.484</u>

OBSERVACIONES:

ASENTAMIENTO SUPERIOR	160.494 cm
ASENTAMIENTO INFERIOR	<u>68.484 cm</u>
ASENTAMIENTO TOTAL	228.978

## - Cálculo del Factor Tiempo

$$T = \frac{Cv \cdot t}{\left(\frac{H}{2}\right)^2}$$

Donde:

T=	Factor tiempo	(adimensional)
Cv=	Coefficiente de Consolidación	(cm <sup>2</sup> /seg)
t =	Tiempo	(seg)
H =	Espesor del estrato compresible	(cm)

AÑOS No	t seg	H cm	$\left(\frac{H}{2}\right)^2$ cm	W %	Cv/seg cm <sup>2</sup> /seg	Tn
1	31'536,000	3,940	3'880,900	270	$2 \times 10^{-3}$	0.0163 = T <sub>1</sub>
5	157'680,000	3,940	3'880,900	270	$2 \times 10^{-3}$	0.0813 = T <sub>2</sub>
10	315'360,000	3,940	3'880,900	270	$2 \times 10^{-3}$	0.1625 = T <sub>3</sub>
15	473'040,000	3,940	3'880,900	270	$2 \times 10^{-3}$	0.2438 = T <sub>4</sub>
18	567'648,000	3,940	3'880,900	270	$2 \times 10^{-3}$	0.2925 = T <sub>5</sub>

NOTA: El cálculo se realizó en 1982, por esta razón se llega a 18 años.

2000 - 1982 = 18 años

- Determinación del porcentaje de consolidación en un tiempo dado:

$$U = \sqrt[6]{\frac{T^3}{T^3 + 0.5}}$$

Donde:

U = Grado de Consolidación ( % )  
 T = Factor tiempo ( adimensional )

Para:

$T_1 = 0.0163$	Tenemos	U = 14 %
$T_2 = 0.0813$		U = 32 %
$T_3 = 0.1625$		U = 45 %
$T_4 = 0.2438$		U = 55 %
$T_5 = 0.2925$		U = 60 %

- Para estimar el asentamiento que ocurrirá en un tiempo determinado, se utiliza la siguiente expresión:

$$S_t = \Delta H \left( \frac{U\%}{100} \right)$$

Donde:

$S_t$  = Asentamiento que ocurrirá en un tiempo determinado (cm)

$\Delta H$  = Asentamiento total (cm)

$U$  = Porcentaje de consolidación en un tiempo dado (%)

Hundimiento para año 2000  $S_{2000} = 228.978 \times \frac{60}{100} = 137.39 \text{ cm}$

Hundimiento arriba del tunel  $S_{2000} = 160.494 \times \frac{60}{100} = 96.3 \text{ cm}$

Hundimiento abajo del tunel  $S_{2000} = 68.484 \times \frac{60}{100} = 41.1 \text{ cm}$

- Cálculo de Velocidad de Hundimiento

$$V_H = \frac{\Delta H}{t}$$

donde:

$V_H$  = Velocidad de Hundimiento (m/año)

$\Delta H$  = Hundimiento total (m)

$t$  = Tiempo (años)

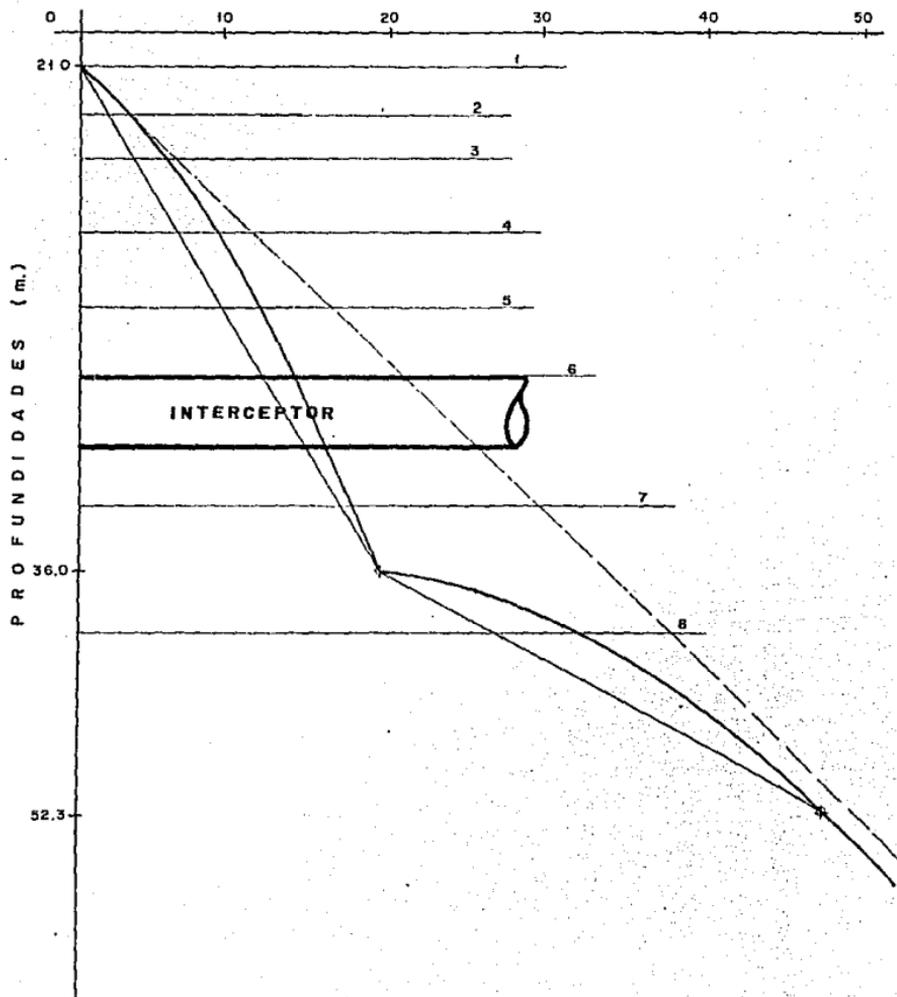
$$V_H = \frac{1.3739}{18} = 0.0763 \text{ m/año}$$

# GRAFICA DE VARIACION PIEZOMETRICA

(Fco. del Paso y Troncosa y Av. del Taller)

92

P R E S I O N E S (TON./m<sup>2</sup>.)



### EJEMPLO No. 3

- Cálculo de Hundimientos

Piezómetro: Francisco del Paso y Troncoso y Av. del Taller..

Tenemos:  $\Delta H = mv \cdot \Delta P \cdot H$

Donde:  $mv = \frac{av}{1+ei}$

$\Delta H$ = Hundimiento	(cm)
$av$ = Coeficiente de compresibilidad	(cm <sup>2</sup> /seg)
$ei$ = Relación de vacíos Inicial	(adimensional)
$mv$ = Coeficiente de variación volumétrica	(cm <sup>2</sup> /kg)
$\Delta P$ = Incremento de presión efectiva	(kg/cm <sup>2</sup> )
$H$ = Espesor del estrato compresible	(cm)

ESTRATO No	ESPESOR Cn	W %	av cm <sup>2</sup> /kg	e	mv cm <sup>2</sup> /kg	$\Delta P$ kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta H$ cm
1	210	50	0.13	1.5	0.05	0.00	0.00
2	325	100	0.25	2.3	0.08	0.11	2.86
3	300	280	1.70	5.5	0.26	0.18	14.04
4	500	310	2.00	5.9	0.29	0.24	34.80
5	500	380	2.80	7.0	0.35	0.22	38.5
6	465	310	2.00	5.9	0.29	0.18	24.27
							<u>114.47</u>
7	375	366	2.5	6.85	0.32	0.06	7.2
8	825	66	0.13	1.9	0.045	0.56	<u>20.79</u>
							<u>27.99</u>

OBSERVACIONES:

ASENTAMIENTO SUPERIOR	114.47 cm
ASENTAMIENTO INFERIOR	<u>27.99 cm</u>
ASENTAMIENTO TOTAL	142.46

## - Cálculo del Factor Tiempo

$$T = \frac{C_v \cdot t}{\left(\frac{H}{2}\right)^2}$$

Donde:

T= Factor tiempo	(adimensional)
Cv= Coeficiente de Consolidación	(cm <sup>2</sup> /seg)
t = Tiempo	(seg)
H = Espesor del estrato compresible	(cm)

AÑOS No	t seg	H cm	$\left(\frac{H}{2}\right)^2$ cm	W %	Cv/seg cm <sup>2</sup> /seg	Tn
1	31'536,000	3,390	2'873,025	270	2 x 10 <sup>-3</sup>	0.0219 = T <sub>1</sub>
5	157'680,000	3,390	2'873,025	270	2 x 10 <sup>-3</sup>	0.1098 = T <sub>2</sub>
10	315'360,000	3,390	2'873,025	270	2 x 10 <sup>-3</sup>	0.219 = T <sub>3</sub>
15	473'040,000	3,390	2'873,025	270	2 x 10 <sup>-3</sup>	0.329 = T <sub>4</sub>
18	567'648,000	3,390	2'873,025	270	2 x 10 <sup>-3</sup>	0.395 = T <sub>5</sub>

NOTA: El cálculo se realizó en 1982, por esta razón se llega a 18 años.

2000 - 1982 = 18 años

- Determinación del porcentaje de consolidación en un tiempo dado:

$$U = \sqrt[6]{\frac{T^3}{T^3 + 0.5}}$$

Donde:

U = Grado de Consolidación ( % )  
 T = Factor tiempo ( adimensional )

Para:

$T_1 = 0.0219$	Tenemos	$U = 16.6 \%$
$T_2 = 0.1098$		$U = 37 \%$
$T_3 = 0.219$		$U = 52 \%$
$T_4 = 0.329$		$U = 63.6 \%$
$T_5 = 0.395$		$U = 69 \%$

- Para estimar el asentamiento que ocurrirá en un tiempo determinado, se utiliza la siguiente expresión:

$$S_t = \Delta H \left( \frac{U\%}{100} \right)$$

Donde:

$S_t$  = Asentamiento que ocurrirá en un tiempo determinado (cm)  
 $\Delta H$  = Asentamiento total (cm)  
 $U$  = Porcentaje de consolidación en un tiempo dado (%)

Hundimiento para año 2000  $S_{2000} = 142.46 \times \frac{69}{100} = 98.297 \text{ cm}$

Hundimiento arriba del tunel  $S_{2000} = 114.47 \times \frac{69}{100} = 78.98 \text{ cm}$

Hundimiento abajo del tunel  $S_{2000} = 27.99 \times \frac{69}{100} = 19.31 \text{ cm}$

- Cálculo de Velocidad de Hundimiento

$$V_H = \frac{\Delta H}{t}$$

donde:

$V_H$  = Velocidad de Hundimiento (m/año)

$\Delta H$  = Hundimiento total (m)

$t$  = Tiempo (años)

$$V_H = \frac{0.983}{18} = 0.0546 \text{ m/año}$$

TABLA 4

VARIACION DE LAS PENDIENTES DEL  
INTERCEPTOR CENTRAL, DEBIDO A LOS  
HUNDIMIENTOS CALCULADO PARA EL  
AÑO 2000

LUGAR Cadenamiento (m)	Consolidación (%)	Hundimientos en superficie año 2000 (cm)	Hundimientos en el intercep- tor año 2000	Pendiente original del interceptor	Pendiente del interceptor al año 2000
IC-L11 (4+300)	59	2.35	0	0.0008	0.0008
IC-1011-0+400-SC (5+900)	40	29.68	0	0.0008	0.0008
IC-98-0+300-SC (8+500)	26	18.14	0	0.0008	0.00076
IC-98-1+800-SC (10+000)	20	23.96	5.96	0.0008	0.00077
IC-87-1+107.5-SC (11+300)	15	23.09	9.85	0.001	0.000989
IC-67-1+125-SM (12+775)	27	27.07	11.51	0.0008	0.0007
IC-L6-SC (13+900)	33	30.77	22.88	0.0008	0.000743
IC-L5-SC (15+100)	60	53.04	29.7	0.0008	0.00103
IC-L4-SC (16+400)	37	21.93	0	0.0008	0.0008
IC-L3-SC (19+000)	83	55.13	0	0.0008	

TABLA 5

VARIACION DE LAS PENDIENTES DEL  
INTERCEPTOR ORIENTE DEBIDO A LOS  
HUNDIMIENTOS PARA EL AÑO 2000  
PARA EL AÑO 2000

LUGAR Cadenamiento (m)	Cadenamiento	Hundimientos en Superficie (cm)	Hundimientos en el inter- ceptor (cm)	Pendiente original del interceptor	Pendiente final del interceptor
Eduardo Molina y Cda. Ancha (0+830)	69	122.48	27.43	0.00064	0.00226
Eduardo Molina y San Juan de Aragón (0+980)	79	43.64	3.03	0.00064	0.000573
Eduardo Molina y Albañiles (6+500)	53	17.15	39.94	0.00064	0.000778
Fco. del Paso y Av. del Taller (8+000)	69	99.5	42.46	0.00064	0.000572
Fco. del Paso y Av. Apatlaco (11+400)	62	99.5	42.46	0.00064	0.000713
Arneses y D. González	76	40.7	13.22	0.00064	

TABLA 6

**VARIACION DE LAS PENDIENTES DEL  
INTERCEPTOR CENTRAL DEBIDO A LOS  
HUNDIMIENTOS TOTALES CALCULADOS**

LUGAR Cadenamiento en (m)	Consoli- dación	AÑO	Hundimientos en superficie (cm)	Hundimientos en intercep- tor (cm)	Pendiente ori- ginal del interceptor	Pendiente total del interceptor
IC-L11 (4+300)	95	2097	9.41	2.28	0.0008	0.00178
IC-011-0+400-SC (5+900)	95	2662	70.48	0.80	0.0008	0.000781
IC-98-1+800-SC (8+500)	95	3344	86.17	5.57	0.0008	0.00076
IC-98-1+800-SC (10+00)	95	3549	87.55	11.79	0.0008	0.00054
IC-97-1+107.5-SC (11+300)	95	3535	143.36	44.0	0.0008	0.001025
IC-67-1+125-SM (11+775)	95	3449	95.24	40.5	0.0008	0.00052
IC-L6-SC (13+900)	95	3910	88.57	70.11	0.0008	0.00095
IC-L5-SC (15+100)	95	2369	83.98	53.24	0.0008	0.00118
IC-L4-SC (16+400)	95	2093	56.30	5.90	0.0008	0.000774
IC-L3-SC (19+000)	95	2034	63.1	12.33	0.0008	

TABLA 7

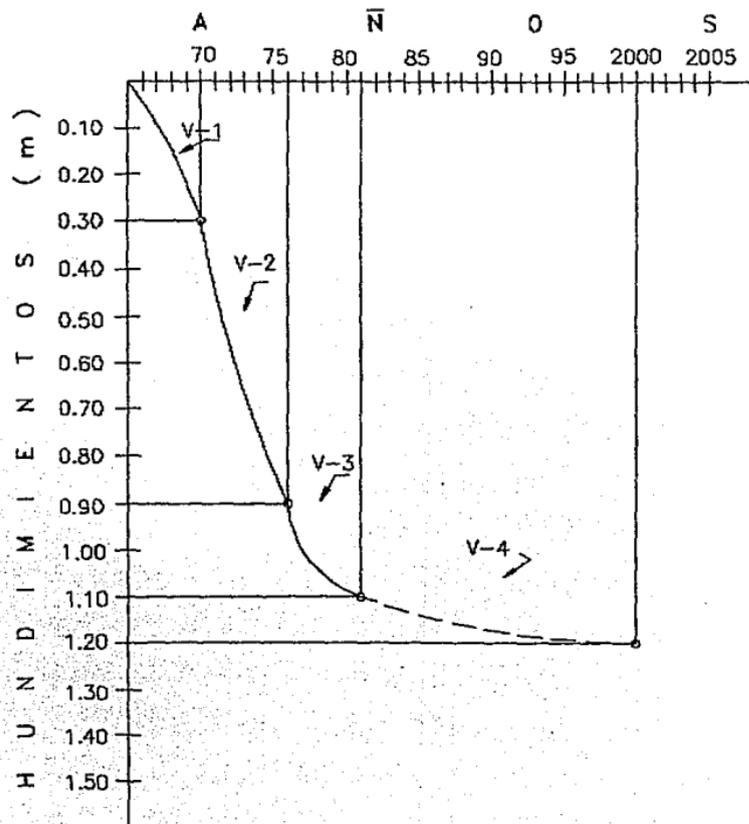
**VARIACION DE LAS PENDIENTES DEL  
INTERCEPTOR ORIENTE DEBIDO A LOS  
HUNDIMIENTOS TOTALES CALCULADOS**

LUGAR Cadenamiento en (m)	Consoli- dación	AÑO	Hundimientos en superficie (cm)	Hundimientos en intercep- tor (cm)	Pendiente ori- ginal del interceptor	Pendiente total del interceptor
Eduardo Molina y Cda. Ancha (0+830)	95	2035	206.41	37.76	0.00064	0.00303
Eduardo Molina y San Juan de Aragón (0+980)	95	2028	56.13	3.66	0.00064	0.000511
Eduardo Molina y Albañiles (6+500)	95	2073	102.33	71.59	0.00064	0.000956
Fco. del Paso y Av. del Taller (8+000)	95	2033	135.34	26.59	0.00064	0.000521
Fco. del Paso y Av. Apatlaco (11+400)	95	2040	217.53	65.06	0.00064	0.000767
Arnéses y D. González (15+400)	95	2022	67.42	16.54	0.00064	

**GRAFICAS DE HUNDIMIENTOS SUPERFICIALES  
OBSERVADOS Y PREDICHOS**

# HUNDIMIENTOS SUPERFICIALES OBSERVADOS Y PREDICHOS

(Av. 100 Metros y Poniente 52 Cadenamiento IC-LII)



V-1.-V REUNION NACIONAL DE  
MECANICA DE SUELOS (TOMO 1).  
(V-1=0.0825 m/año).

V-2.-BOLETIN DE MECANICA DE SUELOS  
8 (1974-1977) SECRETARIA DE AGRI-  
CULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.  
(V-2= 0.0928 m/año).

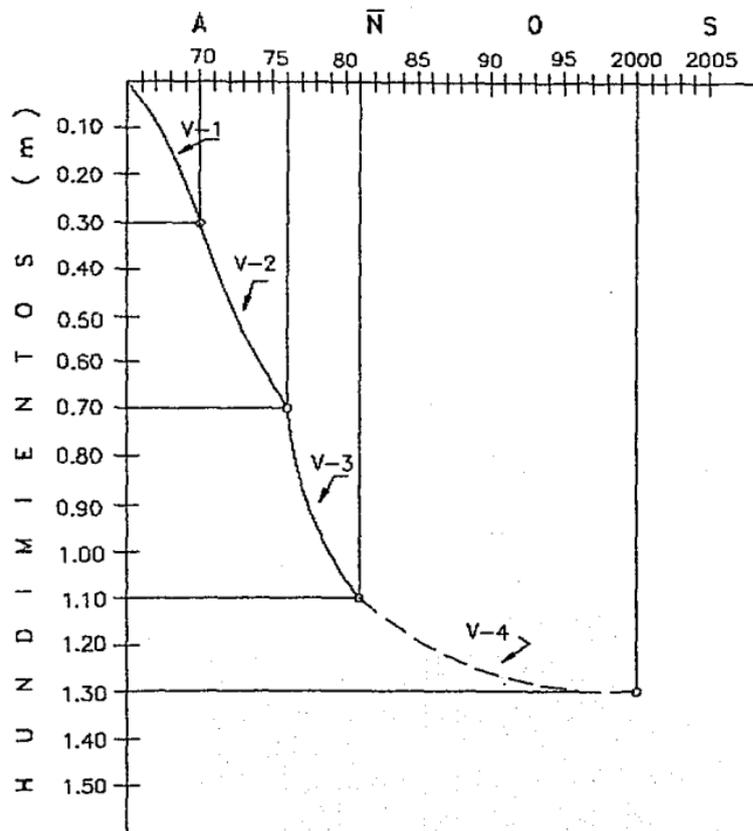
V-3.-DIRAC S.A. DE C.V. MEDICIONES  
EN SUPERFICIE  
(V-3= 0.036 m/año).

V-4.-DIRAC S.A. DE C.V. INTERPOLA-  
CION DE HUNDIMIENTOS MEDIDOS Y  
CALCULADOS  
(V-4= 0.010 m/año).

ESCALA VERTICAL.- 1:10

# HUNDIMIENTOS SUPERFICIALES OBSERVADOS Y PREDICHOS

(Prolongacion Guerrero y Unidad Nonoalco Tlatelolco Cadenamiento IC-98-1-800-SC)



V-1.-V REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS (TOMO 1).  
(V-1=0.075 m/año).

V-2.-BOLETIN DE MECANICA DE SUELOS 8 (1974-1977) SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.  
(V-2= 0.0643 m/año).

V-3.-DIRAC S.A. DE C.V. MEDICIONES EN SUPERFICIE  
(V-3= 0.064 m/año).

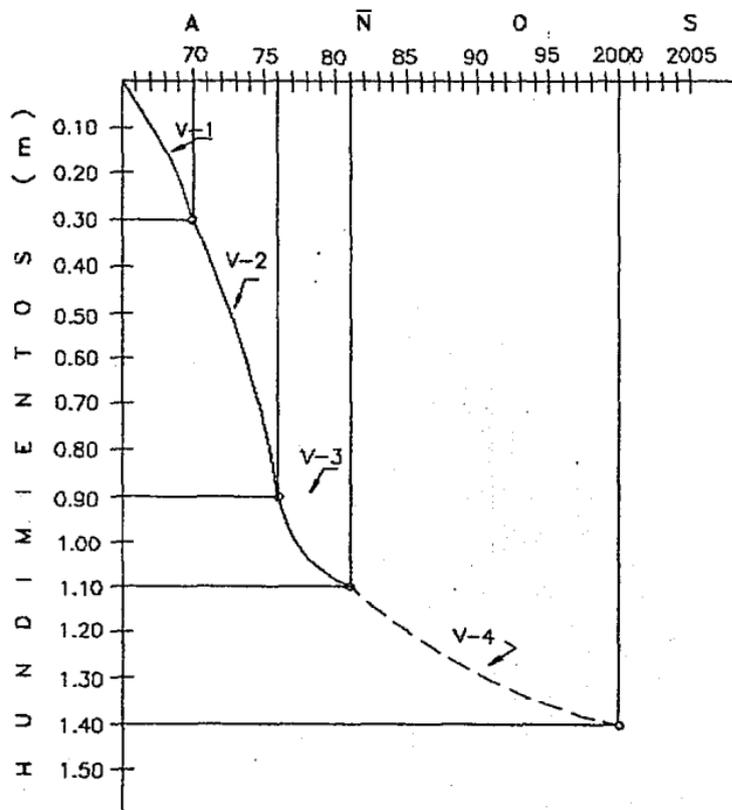
V-4.-DIRAC S.A. DE C.V. INTERPOLACION DE HUNDIMIENTOS MEDIDOS Y CALCULADOS  
(V-4= 0.0249 m/año).

ESCALA VERTICAL.- 1:10

DEPTO. DE GEOTECHIA

# HUNDIMIENTOS SUPERFICIALES OBSERVADOS Y PREDICHOS

(Av. 100 Metros Cadenamiento IC-1011-0+400-SC)



V-1.-V REUNION NACIONAL DE  
MECANICA DE SUELOS (TOMO 1).  
(V-1=0.0625 m/año).

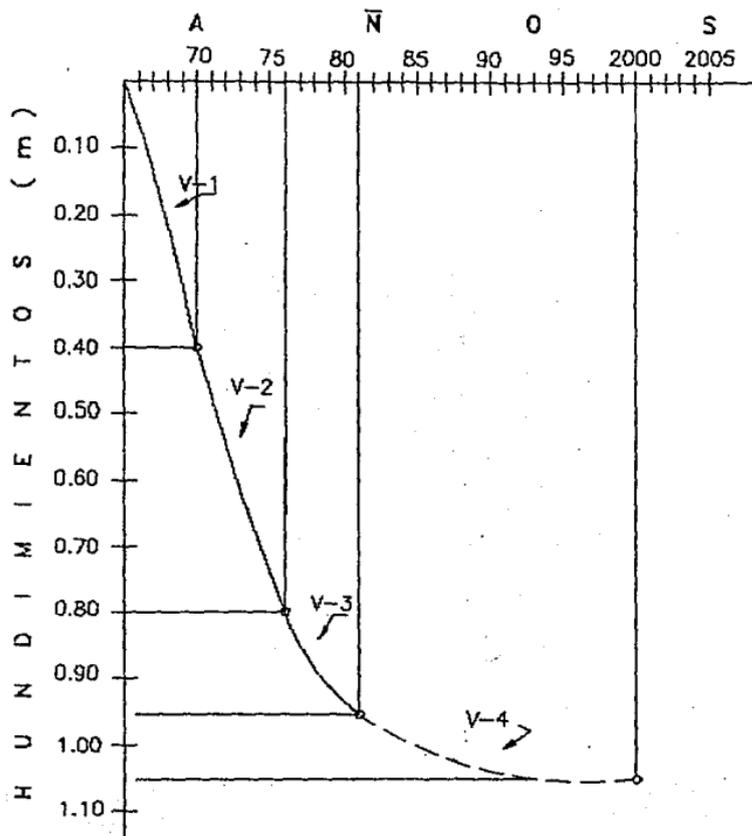
V-2.-BOLETIN DE MECANICA DE SUELOS  
8 (1974-1977) SECRETARIA DE AGRI-  
CULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.  
(V-2= 0.0928 m/año).

V-3.-DIRAC S.A. DE C.V. MEDICIONES  
EN SUPERFICIE  
(V-3= 0.044 m/año).

V-4.-DIRAC S.A. DE C.V. INTERPOLA-  
CION DE HUNDIMIENTOS MEDIDOS Y  
CALCULADOS  
(V-4= 0.0313 m/año).

ESCALA VERTICAL.- 1:10

# HUNDIMIENTOS SUPERFICIALES OBSERVADOS Y PREDICHOS (Guerrero y Mina Cadenamiento IC-87-1+107.5-SC)



V-1.-V REUNION NACIONAL DE  
MECANICA DE SUELOS (TOMO 1).  
(V-1=0.010 m/año).

V-2.-BOLETIN DE MECANICA DE SUELOS  
8 (1974-1977) SECRETARIA DE AGRI-  
CULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.  
(V-2= 0.057 m/año).

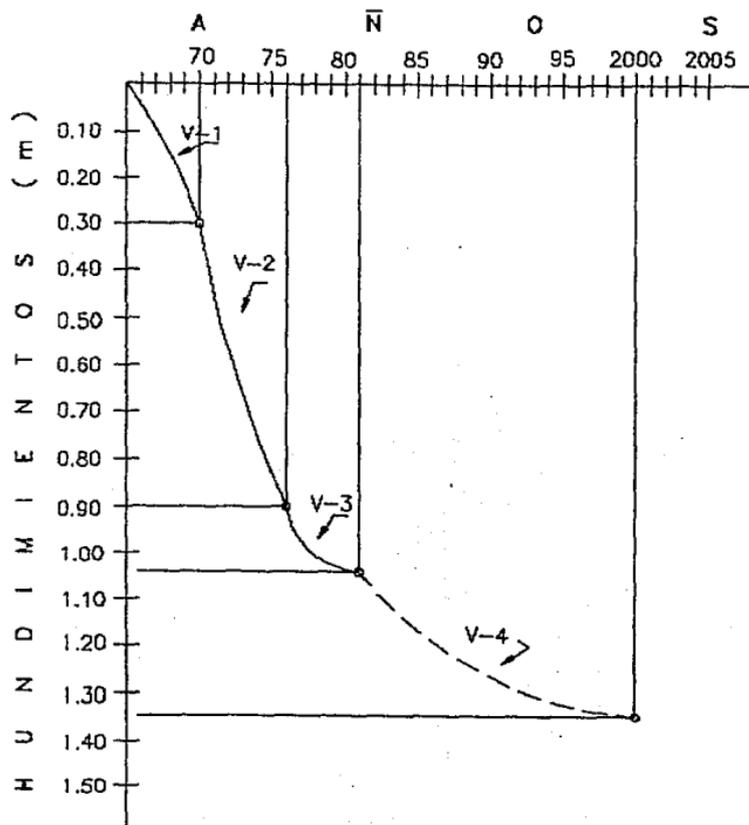
V-3.-DIRAC S.A. DE C.V. MEDICIONES  
EN SUPERFICIE  
(V-3= 0.040 m/año).

V-4.-DIRAC S.A. DE C.V. INTERPOLA-  
CION DE HUNDIMIENTOS MEDIDOS Y  
CALCULADOS  
(V-4= 0.0207 m/año).

ESCALA VERTICAL.- 1:7.5

# HUNDIMIENTOS SUPERFICIALES OBSERVADOS Y PREDICHOS

(Insurgentes Norte y Rio Consulado Cadenamiento IC-98-0+300)



V-1.-V REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS (TOMO 1).  
(V-1=0.075 m/año).

V-2.-BOLETIN DE MECANICA DE SUELOS B (1974-1977) SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.  
(V-2= 0.086 m/año).

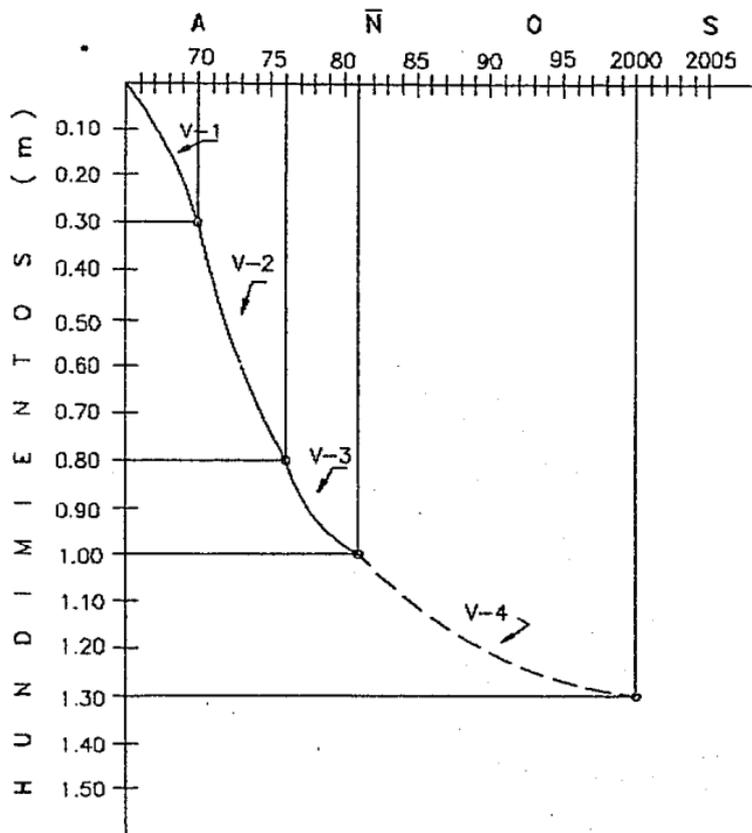
V-3.-DIRAC S.A. DE C.V. MEDICIONES EN SUPERFICIE  
(V-3= 0.064 m/año).

V-4.-DIRAC S.A. DE C.V. INTERPOLACION DE HUNDIMIENTOS MEDIDOS Y CALCULADOS  
(V-4= 0.0126 m/año).

ESCALA VERTICAL.- 1:10

# HUNDIMIENTOS SUPERFICIALES OBSERVADOS Y PREDICHOS

(Fco. de Garay, Lucerna y Gral. Prim., Cadenamiento IC-67-1+125-SM)



V-1.-V REUNION NACIONAL DE  
MECANICA DE SUELOS (TOMO 1).  
(V-1=0.075 m/año).

V-2.-BOLETIN DE MECANICA DE SUELOS  
8 (1974-1977) SECRETARIA DE AGRI-  
CULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.  
(V-2= 0.0786 m/año).

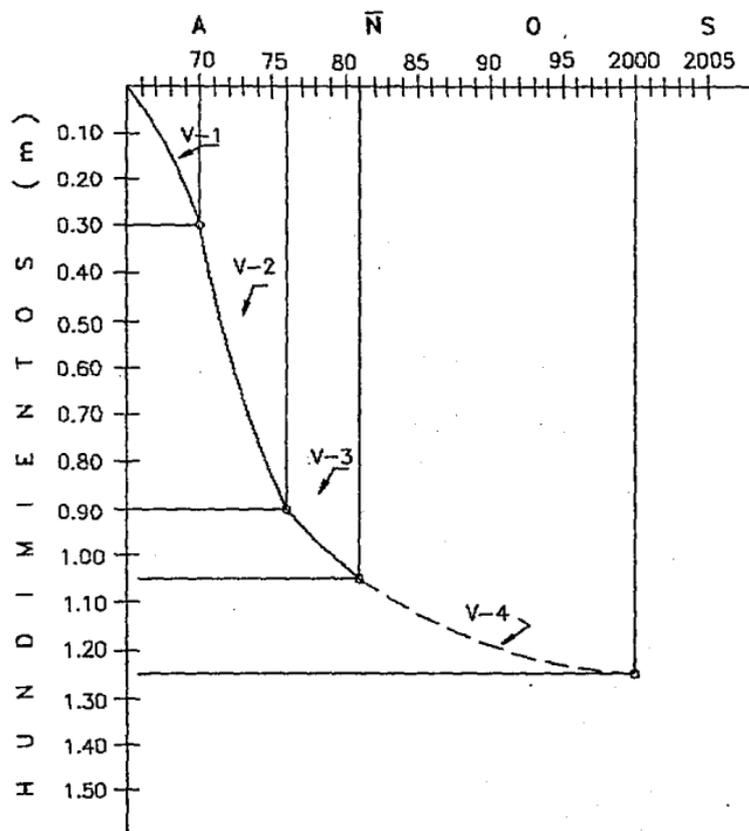
V-3.-DIRAC S.A. DE C.V. MEDICIONES  
EN SUPERFICIE  
(V-3= 0.040 m/año).

V-4.-DIRAC S.A. DE C.V. INTERPOLA-  
CION DE HUNDIMIENTOS MEDIDOS Y  
CALCULADOS  
(V-4= 0.0309 m/año).

ESCALA VERTICAL.- 1:10

# HUNDIMIENTOS SUPERFICIALES OBSERVADOS Y PREDICHOS

(Av. Cuauhtemoc y Alvaro Obregon Cadenamiento IC-L6-SC)



Nota : Pozo cercano No.20  
( Ver plano No. 1 )

V-1.-V REUNION NACIONAL DE  
MECANICA DE SUELOS (TOMO 1).  
(V-1=0.075 m/año).

V-2.-BOLETIN DE MECANICA DE SUELOS  
8 (1974-1977) SECRETARIA DE AGRI-  
CULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.  
(V-2= 0.086 m/año).

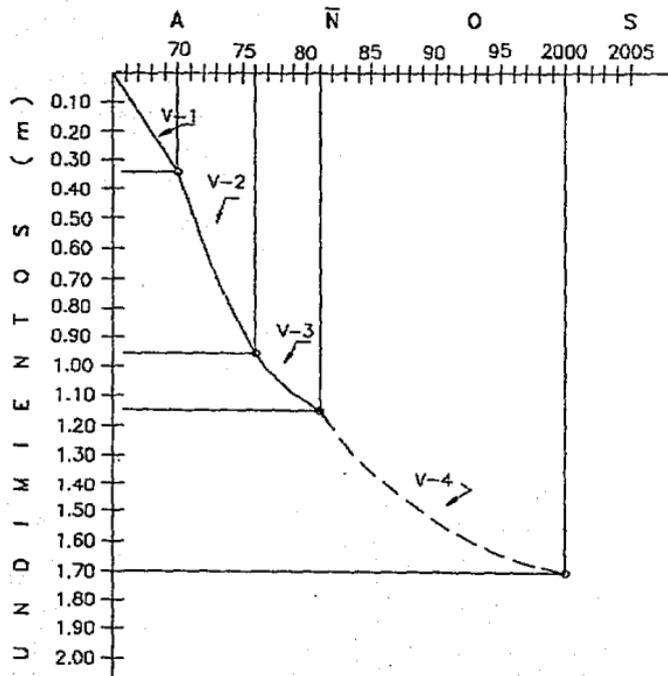
V-3.-DIRAC S.A. DE C.V. MEDICIONES  
EN SUPERFICIE  
(V-3= 0.040 m/año).

V-4.-DIRAC S.A. DE C.V. INTERPOLA-  
CION DE HUNDIMIENTOS MEDIDOS Y  
CALCULADOS  
(V-4= 0.023 m/año).

ESCALA VERTICAL.- 1:10

# HUNDIMIENTOS SUPERFICIALES OBSERVADOS Y PREDICHOS

(Av. Cuauhtemoc y Dr. Olvera Cadenamiento IC-L5-SC)



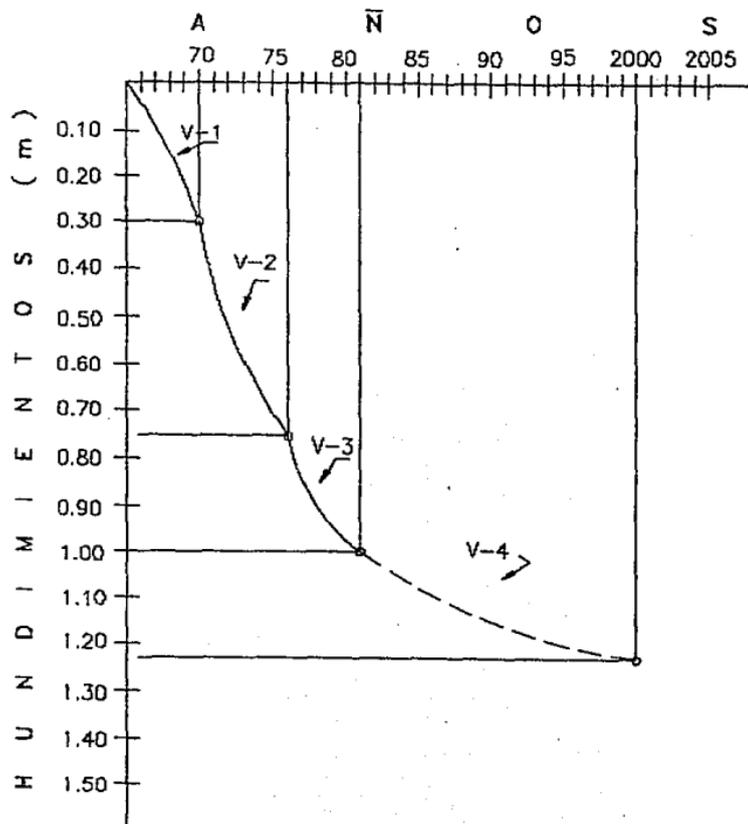
Nota : Pozo cercano No.20  
( Ver plano No. 1 )

- V-1.-V REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS (TOMO 1).  
(V-1=0.075 m/año).
- V-2.-BOLETIN DE MECANICA DE SUELOS 8 (1974-1977) SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.  
(V-2= 0.086 m/año).
- V-3.-DIRAC S.A. DE C.V. MEDICIONES EN SUPERFICIE  
(V-3= 0.068 m/año).
- V-4.-DIRAC S.A. DE C.V. INTERPOLACION DE HUNDIMIENTOS MEDIDOS Y CALCULADOS  
(V-4= 0.052 m/año).

ESCALA VERTICAL- 1:15

# HUNDIMIENTOS SUPERFICIALES OBSERVADOS Y PREDICHOS

(Dr. Vertiz y Av. Universidad Cadenamiento IC-L4-SC)



V-1.-V REUNION NACIONAL DE  
MECANICA DE SUELOS (TOMO 1).  
(V-1=0.075 m/año).

V-2.-BOLETIN DE MECANICA DE SUELOS  
8 (1974-1977) SECRETARIA DE AGRI-  
CULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.  
(V-2= 0.064 m/año).

V-3.-DIRAC S.A. DE C.V. MEDICIONES  
EN SUPERFICIE  
(V-3= 0.060 m/año).

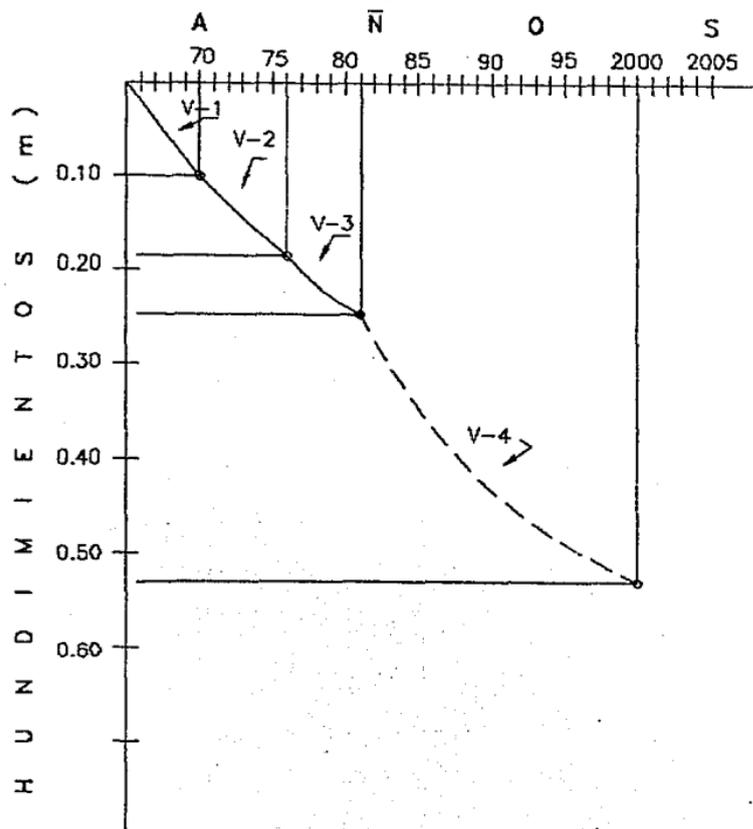
V-4.-DIRAC S.A. DE C.V. INTERPOLA-  
CION DE HUNDIMIENTOS MEDIDOS Y  
CALCULADOS  
(V-4= 0.023 m/año).

ESCALA VERTICAL.- 1:10

DEPTO. DE GEOTECNIA

# HUNDIMIENTOS SUPERFICIALES OBSERVADOS Y PREDICHOS

(Av. Universidad y M. Romero Cadenamiento IC-L3-SC)



Nota : Pozo cercano No. 198  
( Ver plano No.1 )

V-1.-V REUNION NACIONAL DE  
MECANICA DE SUELOS (TOMO 1).  
(V-1=0.025 m/año).

V-2.-BOLETIN DE MECANICA DE SUELOS  
8 (1974-1977) SECRETARIA DE AGRI-  
CULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.  
(V-2= 0.011 m/año).

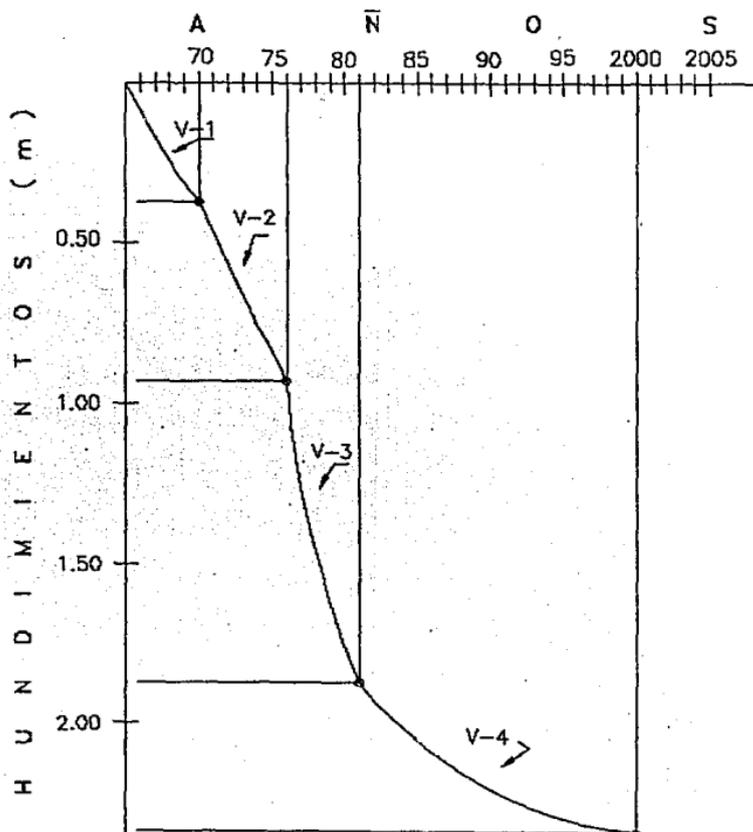
V-3.-DIRAC S.A. DE C.V. MEDICIONES  
EN SUPERFICIE  
(V-3= 0.016 m/año).

V-4.-DIRAC S.A. DE C.V. INTERPOLA-  
CION DE HUNDIMIENTOS MEDIDOS Y  
CALCULADOS  
(V-4= 0.059 m/año).

ESCALA VERTICAL- 1:5.0

# HUNDIMIENTOS SUPERFICIALES OBSERVADOS Y PREDICHOS

(Eduardo Molina y Pelicano Cadenamiento 1+430)



V-1.-V REUNION NACIONAL DE  
MECANICA DE SUELOS (TOMO 1).  
( $V-1=0.0875$  m/año).

V-2.-BOLETIN DE MECANICA DE SUELOS  
8 (1974-1977) SECRETARIA DE AGRI-  
CULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.  
( $V-2= 0.099$  m/año).

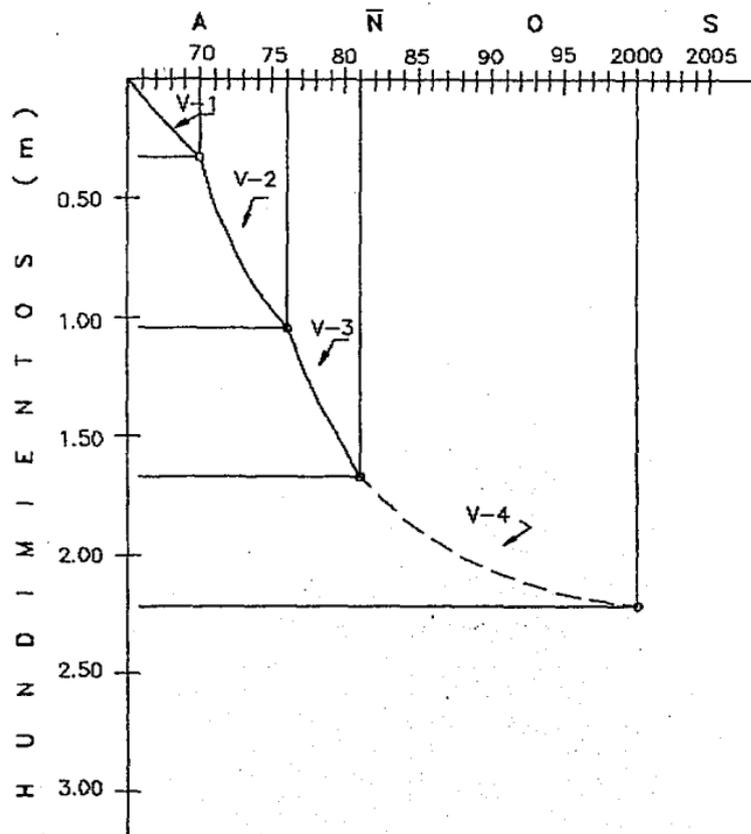
V-3.-DIRAC S.A. DE C.V. MEDICIONES  
EN SUPERFICIE  
( $V-3= 0.15$  m/año).

V-4.-DIRAC S.A. DE C.V. INTERPOLA-  
CION DE HUNDIMIENTOS MEDIDOS Y  
CALCULADOS  
( $V-4= 0.0259$  m/año).

ESCALA VERTICAL.- 1:15

DEPTO. DE GEOTECHIA

# HUNDIMIENTOS SUPERFICIALES OBSERVADOS Y PREDICHOS (Rio Consulado y Eduardo Molina Cadenamiento 4+100)



V-1.-V REUNION NACIONAL DE  
MECANICA DE SUELOS (TOMO 1).  
(V-1=0.075 m/año).

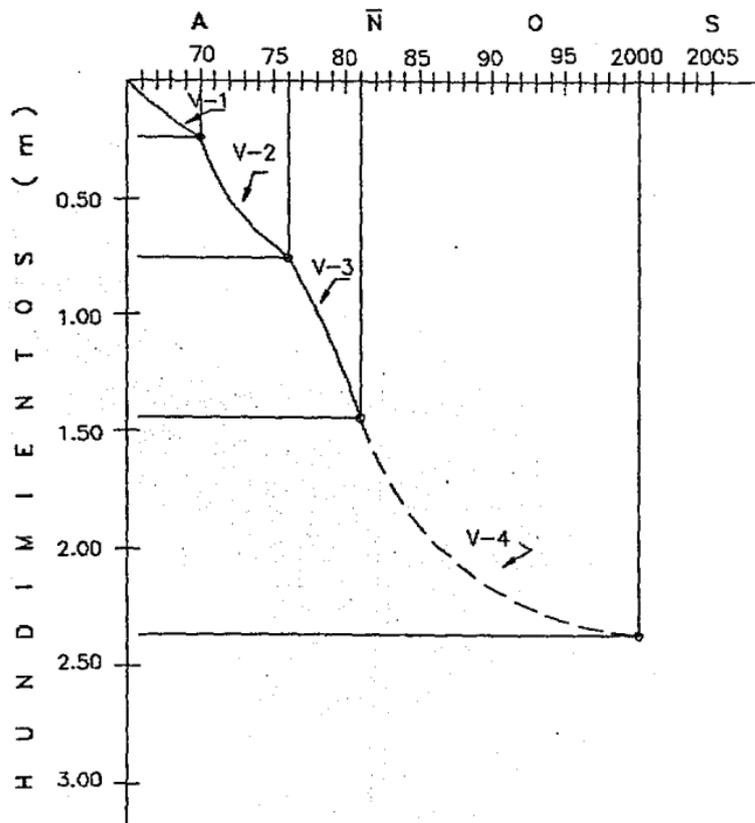
V-2.-BOLETIN DE MECANICA DE SUELOS  
B (1974-1977) SECRETARIA DE AGRI-  
CULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.  
(V-2= 0.133 m/año).

V-3.-DIRAC S.A. DE C.V. MEDICIONES  
EN SUPERFICIE  
(V-3= 0.11 m/año).

V-4.-DIRAC S.A. DE C.V. INTERPOLA-  
CION DE HUNDIMIENTOS MEDIDOS Y  
CALCULADOS  
(V-4= 0.0312 m/año).

ESCALA VERTICAL.- 1:20

# HUNDIMIENTOS SUPERFICIALES OBSERVADOS Y PREDICHOS (Zaragoza y Eduardo Molina Cadenamiento 7+100)

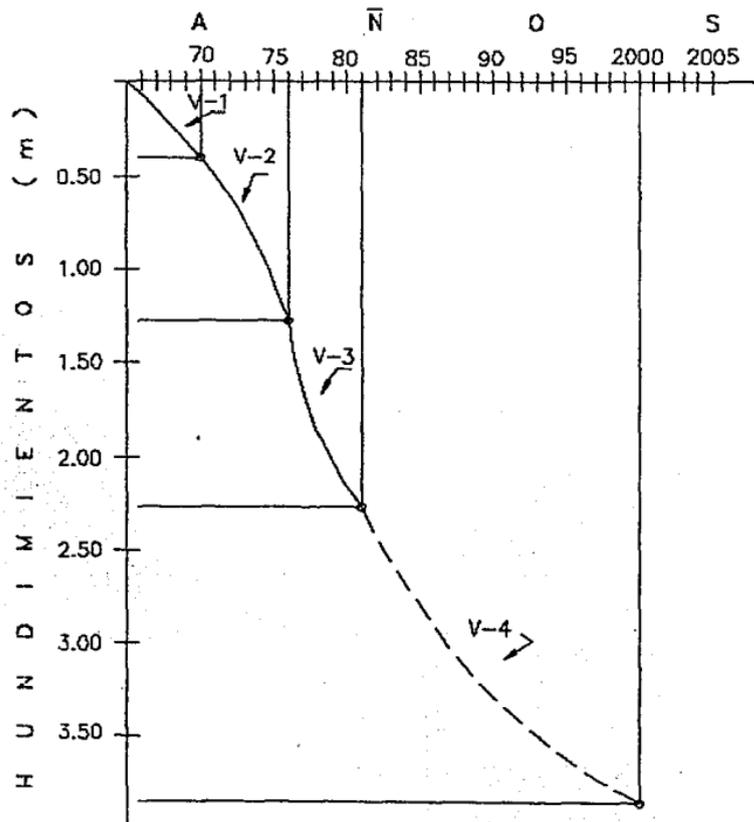


Nota : Pozo cercano No. 190  
( Ver plano No. 1 )

- V-1.-V REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS (TOMO 1).  
( $V-1=0.075$  m/año).
- V-2.-BOLETIN DE MECANICA DE SUELOS 8 (1974-1977) SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.  
( $V-2=0.083$  m/año).
- V-3.-DIRAC S.A. DE C.V. MEDICIONES EN SUPERFICIE  
( $V-3=0.130$  m/año).
- V-4.-DIRAC S.A. DE C.V. INTERPOLACION DE HUNDIMIENTOS MEDIDOS Y CALCULADOS  
( $V-4=0.0546$  m/año).

ESCALA VERTICAL. - 1:20

# HUNDIMIENTOS SUPERFICIALES OBSERVADOS Y PREDICHOS (Apatlaco y Francisco del Paso Cadenamiento 11+400)



V-1.-V REUNION NACIONAL DE  
MECANICA DE SUELOS (TOMO 1).  
( $V-1=0.010$  m/año).

V-2.-BOLETIN DE MECANICA DE SUELOS  
8 (1974-1977) SECRETARIA DE AGRI-  
CULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.  
( $V-2= 0.15$  m/año).

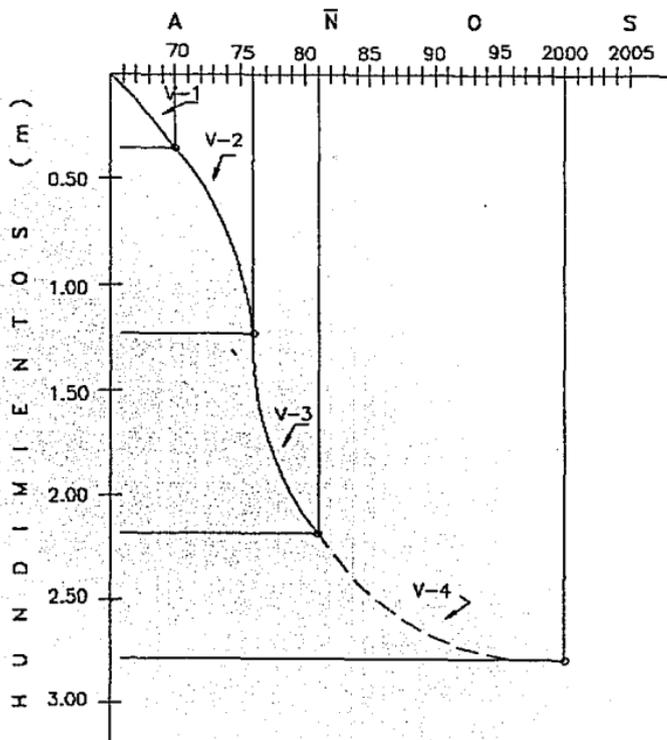
V-3.-DIRAC S.A. DE C.V. MEDICIONES  
EN SUPERFICIE  
( $V-3= 0.19$  m/año).

V-4.-DIRAC S.A. DE C.V. INTERPOLA-  
CION DE HUNDIMIENTOS MEDIDOS Y  
CALCULADOS  
( $V-4= 0.0788$  m/año).

ESCALA VERTICAL.- 1:25

DEPTO. DE GEOTECNIA

# HUNDIMIENTOS SUPERFICIALES OBSERVADOS Y PREDICHOS (Emiliano Zapata y Francisco del Paso Cadenamiento 15+400)



Nota : Pozo cercano No. 7  
( Ver plano No. 1 )

- V-1.-V REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS (TOMO 1).  
(V-1=0.0 9 5 m/año).
- V-2.-BOLETIN DE MECANICA DE SUELOS 8 (1974-1977) SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.  
(V-2= 0.149 m/año).
- V-3.-DIRAC S.A. DE C.V. MEDICIONES EN SUPERFICIE  
(V-3= 0. 1 8 m/año).
- V-4.-DIRAC S.A. DE C.V. INTERPOLACION DE HUNDIMIENTOS MEDIDOS Y CALCULADOS  
(V-4= 0.0299 m/año).

ESCALA VERTICAL- 1:20

DEPTO. DE GEOTECNIA

## CAPITULO V.

### CONCLUSIONES

El hundimiento general que ha sufrido la ciudad de México a lo largo del presente siglo, puede explicarse por el bombeo intensivo que se ha efectuado con el fin de abastecer de agua, a la cada vez más numerosa población establecida en la urbe.

Este fenómeno ha afectado de manera grave el funcionamiento de las instalaciones municipales, poniendo en grave peligro a la población.

Además, ha ocasionado serios problemas de estabilidad en todo tipo de construcciones asentadas en el fondo del antiguo lago de Texcoco.

Es un hecho innegable, que la extracción de agua subterránea para el abastecimiento de agua potable, es la razón fundamental del hundimiento de nuestra ciudad, por lo que es imprescindible seguir avanzando en programas y actividades de investigación (aplicada), que puedan conducir a racionalizar la explotación del agua del subsuelo, mediante el desarrollo de alternativas tecnológicas que demanda este difícil problema.

Una de las primeras acciones encaminadas a solucionar uno de los más grandes problemas de nuestra ciudad, fue el proyecto "Drenaje Profundo", cuyo objetivo fue sustituir a un sistema operado por gravedad, que representaba graves problemas de seguridad, en la medida en que muchos tramos eran operados por bombeo, debido principalmente a la alteración de sus pendientes, por efecto del hundimiento general.

Las acciones y medidas que en el futuro se emprendan para solucionar los problemas de nuestra ciudad, tendrán que tomar en cuenta tres aspectos fundamentales, relacionados entre sí:

- 1.- El aspecto social, debido a que no se ha podido desalentar la inmigración hacia la ciudad de México, ya que ésta sigue representando para muchos, la promesa de mejorar sus condiciones de vida.

Este hecho es el punto neurálgico del problema, porque se tiene que atender la creciente demanda de servicios, por parte de la población.

- 2.- El aspecto político, porque lo anterior en la práctica, se traduce en un problema social, cuya magnitud obliga a que las acciones que se emprendan, formen parte de las políticas gubernamentales.
- 3.- El aspecto técnico, porque la instrumentación de cualquier política tendiente a solucionar este problema, involucra la actividad profesional de los ingenieros, ya sea con actividades de investigación y desarrollo tecnológico, o mediante la ejecución de obras de ingeniería.

En los albores del siglo XXI, la incorporación de México a las dinámicas economías internacionales, a partir del tratado de libre comercio, impone nuevos retos y desafíos; México tendrá que ser una nación competitiva a la altura de las demás. En este orden de ideas, la ingeniería mexicana tendrá que ser capaz de proponer soluciones, a los cada vez más complejos problemas que plantea el crecimiento desmedido y desordenado, de la ciudad más grande del mundo.

Al mismo tiempo, los profesionales de todas las áreas, el gobierno y la ciudadanía en general, tendremos que contribuir a la construcción y consolidación de dicha nación.