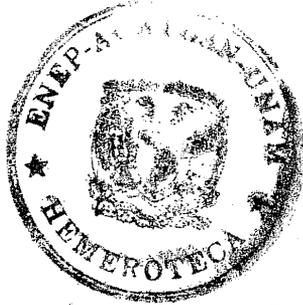


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

E. N. E. P. A C A T L A N

REPOSICION Y RECONSTRUCCION

INVESTIGACION TECNOLOGICA DE UN
METODO DE RECIMENTACION



T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a n

EDUARDO ANAYA MORA
ALBERTO RAMIREZ PIEDRABUENA

México D. F.

1977



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A LA MEMORIA DE MI PADRE:

Ing. Miguel Angel Anaya Juárez

A MI MADRE:

Ma. Martha Mora de Anaya

EDUARDO

A MI PADRE:

Lic. Ignacio Ramirez Figueroa

A MI MADRE:

Consuelo Piedrabuena de Ramirez

ALBERTO

A MIS HERMANOS:

Miguel, Martha, Ernesto,
Jorge y Paty

EDUARDO

A MIS HERMANOS:

Norma, Enrique, Ignacio, Alfonso,
Guadalupe, Concepción y Chelito

ALBERTO

A Teresa Inestrillas Z.

EDUARDO

A Ma. Emma Mier P.

ALBERTO

RECONOCIMIENTO

Al Sr. M. en I. Gabriel Moreno Pecero

**Por la magnífica dirección y apoyo
para la realización de esta tesis**

A todas aquellas personas

que nos brindaron su desinteresada colaboración

- INVESTIGACION TECNOLOGICA DE UN METODO DE RECIMENTACION -

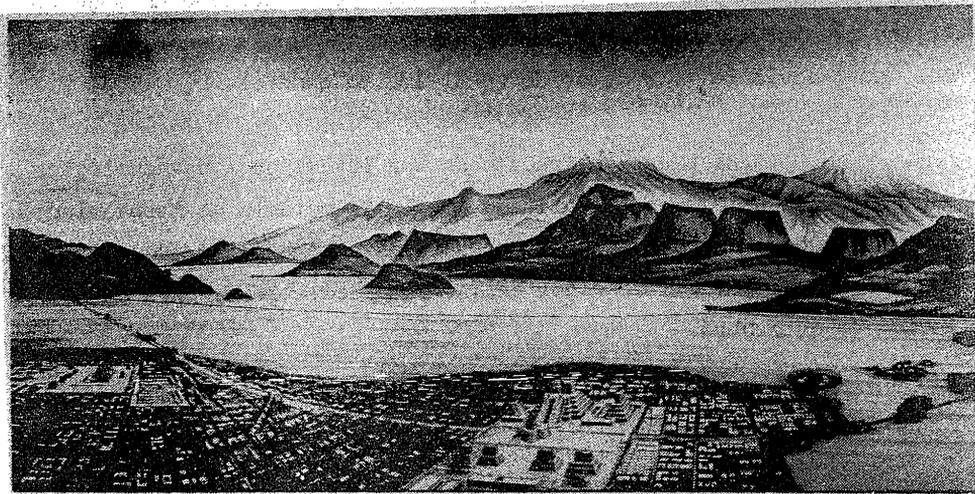
- INDICE -

| | | Página |
|-------------|--|--------|
| PROLOGO | | 1 |
| CAPITULO I | Antecedentes | 3 |
| TEMA 1 | Aspectos Geológicos de la Cuenca de México | 3 |
| TEMA 2 | Historia del Palacio Nacional | 11 |
| TEMA 3 | Influencia de obras en su vecindad | 18 |
| TEMA 4 | Problema de hundimiento del Valle de México | 23 |
| | Bibliografía | 29 |
| CAPITULO II | Características del Suelo de Apoyo | 30 |
| TEMA 1 | Estratigrafía | 31 |
| TEMA 2 | Características de deformabilidad del suelo de apoyo | 40 |
| TEMA 3 | Características de resistencia del suelo de apoyo | 43 |
| TEMA 4 | Esfuerzos en el agua del suelo de apoyo | 45 |
| | Bibliografía | 61 |

| | | Página |
|--------------|--|--------|
| CAPITULO III | Aspectos Teóricos | 62 |
| TEMA 1 | Influencia del peso propio de la estructura | 63 |
| TEMA 2 | Influencia del hundimiento general del Valle | 70 |
| TEMA 3 | Influencia de obras vecinas en el hundimiento del Palacio | 78 |
| TEMA 4 | Consolidación secundaria | 80 |
| | Bibliografía | 87 |
| CAPITULO IV | Análisis de posibles soluciones | 88 |
| TEMA 1 | Solución a base de pozos profundos | 89 |
| TEMA 2 | Solución por medio de realimentación artificial | 91 |
| TEMA 3 | Solución por medio de inyectado de aire comprimido | 93 |
| TEMA 4 | Solución a base de pilotes de control | 96 |
| TEMA 5 | Solución por medio de inyectado de agua a presión | 98 |
| TEMA 6 | Investigación de la posibilidad de éxito de la solución de inyectado de agua a presión | 100 |
| | Bibliografía | 102 |
| CAPITULO V | Análisis Teórico | 103 |
| | Bibliografía | 118 |

| | | |
|---------------|--------------------------|-----|
| CAPITULO VI | Instrumentación | 119 |
| CAPITULO VII | Realización de la prueba | 131 |
| CAPITULO VIII | Resultados obtenidos | 139 |
| CAPITULO IX | Conclusiones | 158 |
| | Bibliografía General | 162 |

PROLOGO



La tarea principal del habitante del Valle de México, donde se asienta la Capital del país es y ha sido, adaptarse a las difíciles características que presenta esta zona y a la vez modificarla e imponerle mayor identidad con el mismo.

Los inmigrantes indígenas tras un largo peregrinar, hace 650 años, finalmente encontraron asiento y cobijo en las partes bajas del Valle, fundando México-Tenochtitlan en donde se toparon con un suelo cuyas características presentaron serios problemas.

Con el transcurso del tiempo el hombre ha estudiado a la naturaleza con el propósito de transformarla y armonizarla con sus actividades. Así, el mexicana se enfrentó a grandes problemas y en especial al que presentaba el subsuelo del Valle de México en donde realizó grandes obras que lo fueron transformando en una zona urbana.

En la actualidad la Ciudad de México, denominada por Terzaghi "el paraíso de la Mecánica de Suelos", aún presenta graves problemas relacionados con el suelo, dando como resultado un auge en la Ingeniería Civil y en particular en el campo de la Mecánica de Suelos, cuyo adelanto es reconocido en el ámbito mundial.

El presente trabajo es una investigación tecnológica mexicana, que está siendo realizada por la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. Los autores de este trabajo agradecemos la ayuda prestada por los técnicos de la misma Secretaría, para la realización de esta obra.

CAPITULO I

CAPITULO PRIMERO

ANTECEDENTES

TEMA 1

ASPECTOS GEOLOGICOS DE LA CUENCA DE MEXICO

La Cuenca de México está situada en la parte sur de la Mesa Central entre los meridianos 98°15' y 99°30' y los paralelos 19°00' y 20°15', limitada por una grandiosa zona volcánica, la formación de ésta se debe a procesos del vulcanismo y tectonismo, los cuales se han presentado en ocasiones lentamente y en otras rápidamente, en los últimos 50 millones de años (Eoceno Superior).

El lugar donde se situa la Cuenca estaba cubierto por mares tropicales (previo al Eoceno); con los plegamientos de la corteza terrestre se produjo el retiro de dichos mares y a la vez se inició el vulcanismo produciendo espesores de 2 Km. y más de lavas, tobas y brechas (Terciario).

Debido a la necesidad de llegar a conocer la geología de la zona, dentro del "Proyecto Texcoco" se efectuó una perforación de nominada "Pozo Texcoco I" en 1968 el cual se llevó a una profundidad del orden de 2000 m. Con la realización de tal pozo se comprobaron los fenómenos citados al no toparse con los depósitos marinos plegados en las bases de la Cuenca.

La Cuenca de México es de forma irregular alargada de norte a sur y con una prolongación en el noreste. Su eje mayor mide alrededor de unos 110 Km. y su eje menor unos 80 Km., cubriendo una área de 9,600 Km.², aproximadamente (véase fig. I.a.).

La elevación de la planicie, que está completamente rodeada de montañas, en el sur es de 2,240 m. y al norte de 2,390 m., dentro de ella se encuentran varios lagos someros, siendo el de Texcoco el mayor y el que ocupa el nivel más bajo.

Desde un punto de vista fisiográfico la Cuenca de México se divide en tres partes; Zona Meridional, Zona Septentrional y Zona Nororiental. (sus límites se pueden observar en la fig. I.a.).

La historia geológica está íntimamente ligada a la tectónica en regiones volcánicas ya que el magma asciende a través de las fracturas y fisuras y los volcanes se forman sobre aquél. En la región volcánica del Valle de México dicha historia se ha dividido en 7 fases, que a continuación se analizan someramente :

-Primera fase: (Terciario Inferior), aparecen sinclinales y fosas tectónicas rellenos por cantos rodados de calizas intercaladas con depósito de yeso (evaporación de lagunas en climas semiáridos), y tobas volcánicas generalmente alteradas. Estos elementos existen a profundidades del orden de 2,000 m. en la Cuenca de México.

-Segunda fase: (Oligoceno Medio), a ésta pertenecen las rocas volcánicas más antiguas de la Cuenca, formadas por lavas, con gran cantidad de tobas e ignimbritas, con depósitos fluviales. Estos conjuntos están intensamente fracturados y afloran en el noreste de la Cuenca.

-Tercera fase: (Oligoceno Superior y Mioceno), pertenecen a ésta las rocas volcánicas dacíticas con avanzado estado de erosión y gran fracturamiento, su afloramiento se encuentra al este y al oeste de la Cuenca. - Pertenecen también a esta fase rocas andesíticas, lavas andesíticas obscuras y tobas lacustres.

-Cuarta fase: (Oligoceno Medio y Mioceno), a esta fase pertenecen los mismos elementos de la anterior pero con la característica de menor - -

tectonismo; aún conservan sus formas cónicas originales aunque erosionadas. Afloran erráticamente en toda la Cuenca.

-Quinta fase: (Mioceno), a causa de efusiones andesíticas y dacíticas se formaron las sierras mayores que fijaron los límites de la Cuenca, al este con la Sierra de Río Frío y Sierra Nevada y al oeste con la Sierra de las Cruces.

-Sexta fase: (Cuaternario), a esta fase corresponden las andesitas basálticas en el sur de la Cuenca, y la gran multitud de erupciones fenobasálticas y andesíticas en el norte, entre Tizayuca y Apan.

-Septima fase: (Cuaternario Superior), se caracteriza por la formación de la gran Sierra del Chichinautzin en el sur y el gran cono del Popocatepetl y los domos y conos del Iztaccihuatl al sureste. También se encuentran en esta fase fenobasaltos, andesitas y riolitas en domos y conos en buen estado de conservación en el norte y noreste de la Cuenca.

De esta última fase se destaca la formación de la gran Sierra del Chichinautzin que obstruyó el antiguo drenaje al sur y creó una cuenca cerrada. Considerando la distribución de las Sierras Miocénicas y con el uso de mapas gravimétricos de las planicies meridionales ha sido posible reconstruir la red fluvial de la Cuenca pre-Chichinautzin (véase fig. I.b.).

Al cerrarse la Cuenca el agua no tuvo salida originándose lagos de gran extensión y de poca profundidad. Las cenizas producto de la actividad volcánica se sedimentaron en este medio lacustre, que bajo procesos químicos y físicos fueron constituyendo suelos estratificados de relativa poca resistencia, sobre las cuales se desplantó gran parte de la Ciudad de México, particularmente al este y al norte, y de ahí los diversos problemas que pueden plantearse en la cimentación de las obras de construcción.

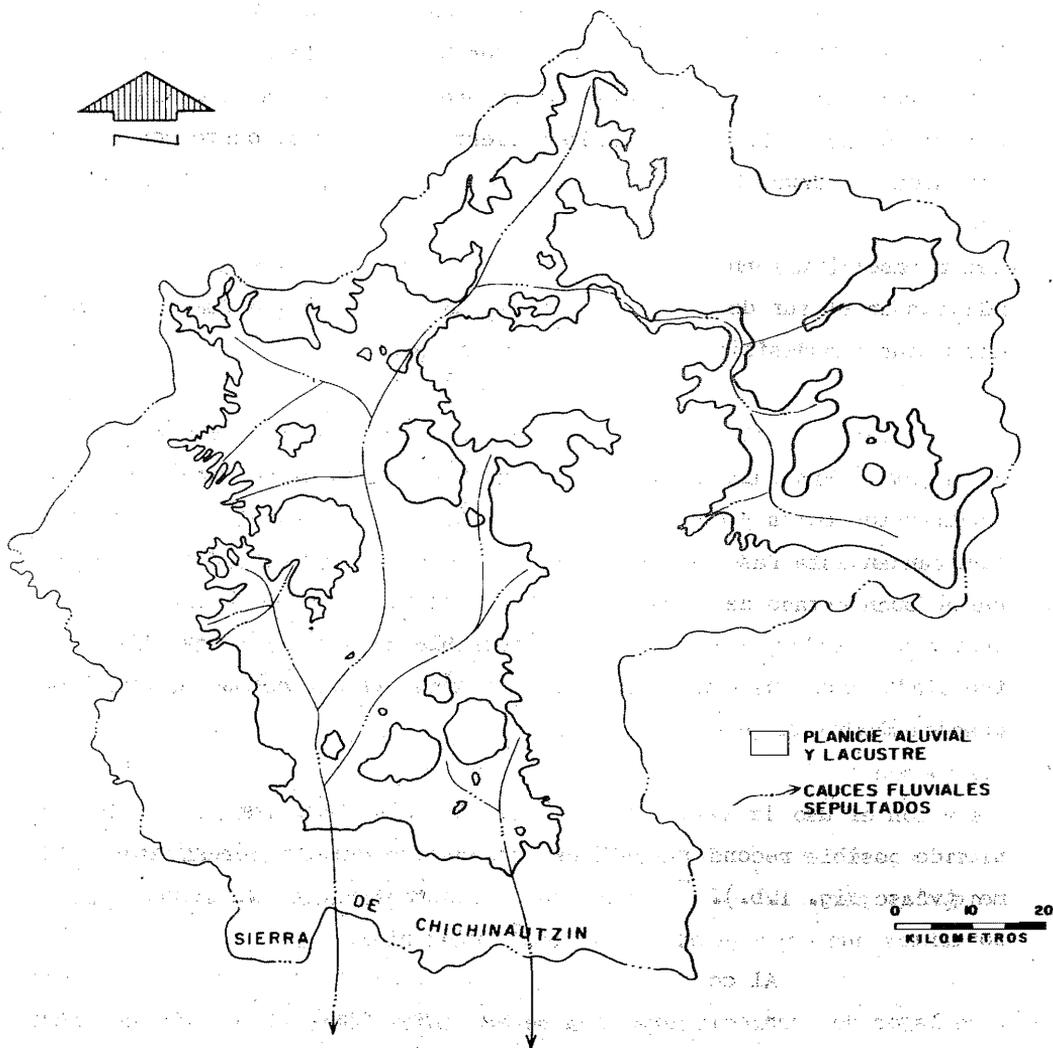


Figura I. b. Probable red fluvial pre- Chichinautzin

Otra parte de la Ciudad está desplantada en las estratificaciones de la Sierra de las Cruces; el terreno que presenta en general es compacto, de material areno limoso unas veces con alto contenido de grava, también aparecen tobas pumíticas bien cementadas; al sur se tienen basaltos en la región del Pedregal. A esta zona se le denomina "DE LAS LOMAS", sus límites se pueden observar en la figura I.c. Presenta condiciones favorables para la cimentación de estructuras no existiendo capas de arcilla compresibles que puedan causar asentamientos de magnitud considerable. Ultimamente en parte de esta zona han aparecido problemas de cimentación por la presencia de cavidades que fueron excavadas por el hombre para explotar los materiales.

Entre la Zona De Las Lomas y el antiguo fondo del Lago de Texcoco, se encuentra la llamada ZONA DE TRANSICION, (véase fig. I.c) en donde existe una variación estratigráfica del subsuelo de un punto a otro de esta zona. Generalmente se tienen estratos de depósitos arcillosos ó limosos orgánicos superficiales, bajo los cuales se encuentran estratos de arcilla volcánica muy compresible de espesores variables, intercalados con capas de arena limpia ó arena limosa compacta, cubriendo grandes mantos de grava y arena.

La variación estratigráfica en esta zona lleva al ingeniero a poner especial énfasis en los asentamientos diferenciales, máxime que en parte de ella se construyen constantemente estructuras muy importantes que corresponden a su zona industrial.

La tercera zona se encuentra sobre lo que fue el fondo del Lago de Texcoco, por lo que se le denomina ZONA DEL LAGO, (véase fig. I.c.); Sus características estratigráficas son similares a las de la Zona de Transición, pero se diferencian de ésta por la presencia de una capa dura cuyo espesor es del orden de 3 m. constituida por suelos arcillosos o limo-arenosos muy compactados y resistentes, a una profundidad que no es uniforme, por ejemplo en el centro antiguo de la Ciudad es de

33m., en la zona del aeropuerto de 40 m. Otra diferencia es que en la -
capa superficial abundan restos arqueológicos ó bien rellenos artificial
les de hasta 12 m. de espesor.

La estratigrafía de esta última zona presenta variacion
es importantes lo que indujo a subdividirla tentativamente en dos region
es, una abarca la antigua traza de la Ciudad, en donde la variación se
intensifica aún dentro de los límites de un predio como sucede en el Pal
lacio Nacional; la otra pertenece a la parte de la Ciudad que experiment
a menores cambios estratigráficos.

TEMA 2

HISTORIA DEL PALACIO NACIONAL

El Palacio Nacional se comenzó a construir aproximadamente en el año de 1540, en una zona de suelos lacustres típicos del Valle de México, sobre lo que fué el Palacio de Moctezuma Xocoyotzin y una plataforma elevada según se muestra en el croquis realizado por el Dr. Ignacio Alcocer (véase fig.I.d). Como puede observarse en la figura, la plataforma elevada y el Palacio de Moctezuma se localizan en el interior de los cuerpos perimetrales del Palacio Nacional, a ello se debe que los cuerpos centrales se encuentren sobre un terreno previamente consolidado, no así los cuerpos perimetrales que están apoyados en un suelo que no tuvo cargas en la época precortesiana.

El Palacio Nacional es una estructura relativamente flexible constituida por una serie de muros de carga formados por un conglomerado de piedra, tezontle y argamasa; las columnas por piedra maciza; los techos, de bóvedas cilíndricas múltiples, por láminas de acero acanalado apoyadas sobre el patin de viguetas de acero; inicialmente esta estructura se constituía por 3 niveles.



FIGURA I.e. Aspecto del Palacio Nacional en el año de 1928

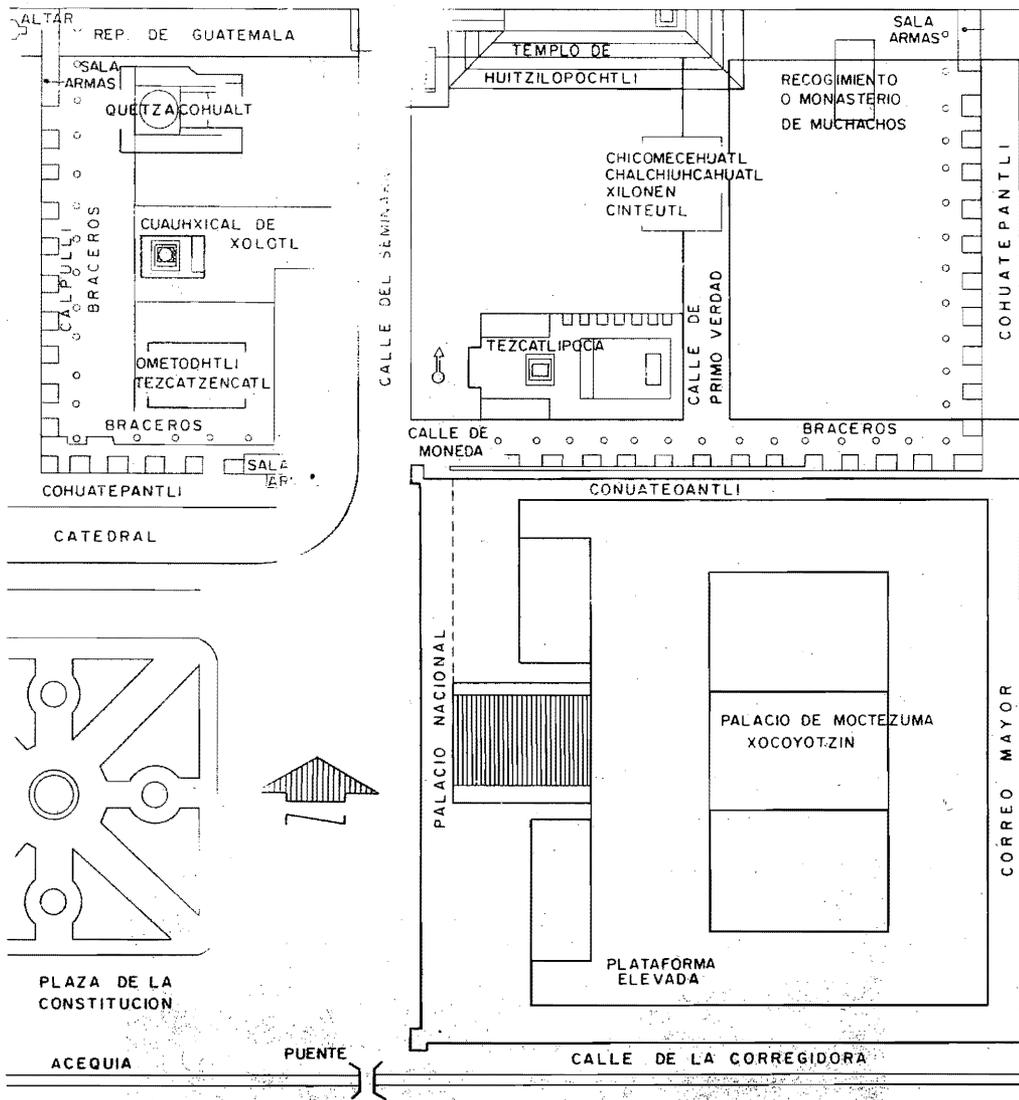


Figura I.d. Croquis de las Construcciones Precortesianas en la Zona del Palacio Nacional.

Durante los años de 1928 a 1932, siendo Presidente de la República Plutarco Elías Calles, se mandó construir un cuarto piso para resolver el problema de áreas de trabajo (véase fig. I.e.); está - constituido por una estructura de acero con techos de cemento y muros-falsos formados por malla de alambre y mortero; los arcos y columnas - se revistieron con chapeo de piedra.

Actualmente la estructura del cuarto piso en algunos-casos presenta condiciones de poca estabilidad debido a que varias co-lumnas muestran desplazamiento horizontal entre sus extremos que apa-rentemente implican condiciones de esfuerzos para los cuales no fueron diseñadas. Además aparece una falta de liga entre sus elementos estruc-turales causando un desplazamiento de las viguetas de acero que sopor-tan al techo.

En lo que respecta a la cimentación se desconocen sus características estructurales, sin embargo, se sabe que tiene un relle-no de espesor variable debido a que el terreno natural presentaba una-fuerte pendiente hacia la parte oriente del Palacio Nacional.

Las arcillas de la Ciudad de México, como las que sir-ven de apoyo al Palacio Nacional, tienen la característica de ser muy-compresibles en aquellas áreas donde no han existido cargas adiciona-les a las de su propio peso (normalmente consolidadas) produciéndose -grandes asentamientos cuando se le somete a sobrecarga, no así en aque-llas zonas preconsolidadas. Como los cuerpos perimetrales se encuentran apoyados sobre un suelo normalmente consolidado han sufrido asentamien-tos totales y diferenciales en toda su longitud. El proceso de hundi-mientos, desde 1898 hasta 1976, en tres puntos que se localizan en es-tos cuerpos perimetrales y que corresponden a las esquinas de Plaza de la Constitución-Moneda, Plaza de la Constitución-Corregidora y Moneda-Correo Mayor se pueden observar en la figura (I.f). De aquí se destaca que el orden de los hundimientos en ese lapso ha sido entre 5.90 m. y-

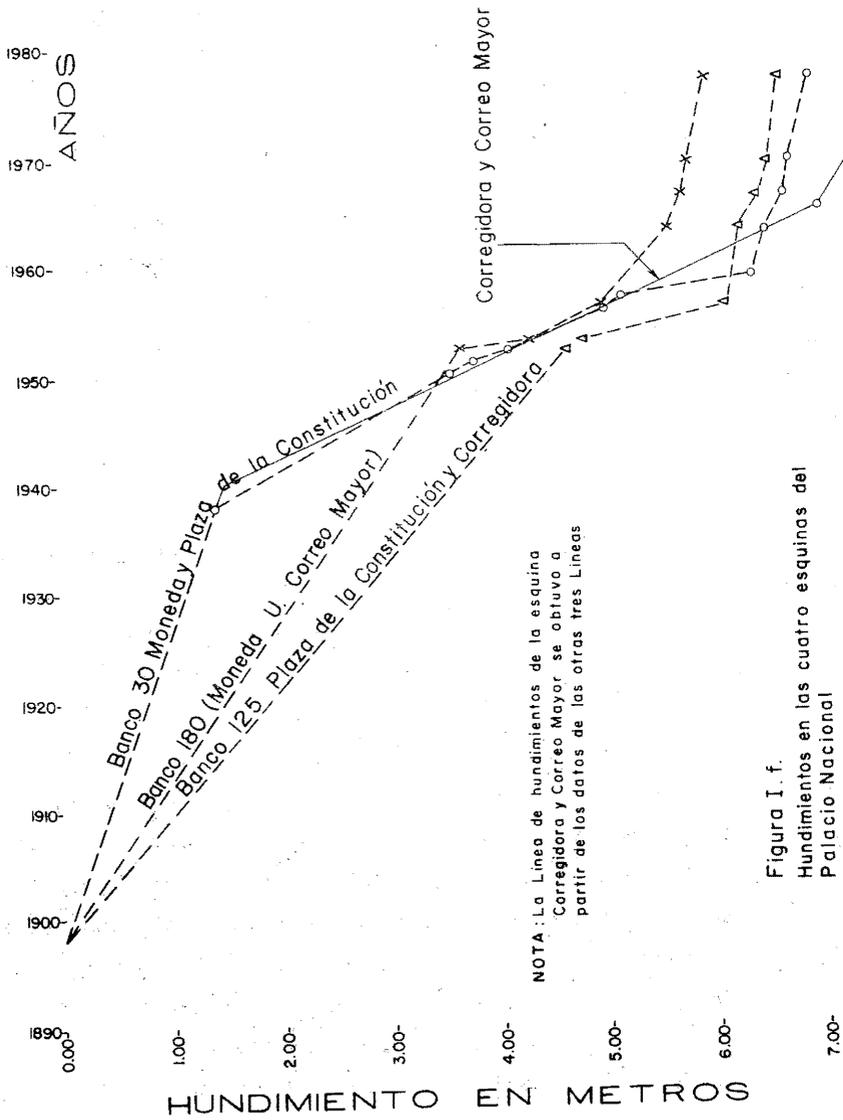


Figura I. f.
Hundimientos en las cuatro esquinas del
Palacio Nacional

6.90 m. La esquina que actualmente presenta mayor desnivel con respecto a un punto central del Palacio Nacional es la de Corregidora-Correo Mayor, siendo ésta de aproximadamente 2.88 m. (véase fig.I.g.).

En la actualidad el Palacio Nacional presenta desplomes en diferentes direcciones, así, en la fachada principal su desplome es hacia la Plaza de la Constitución, en la fachada oriente hacia el interior del Palacio; las fachadas norte y sur presentan a todo lo largo-desplomes tanto al interior como al exterior. La magnitud y dirección - de los desplomes aparecen en la figura I.g.

Se considera que el proceso de hundimientos diferenciales a que ha estado sometida la estructura y los desplomes que ha sufrido han causado agrietamientos, éstos han aumentado a consecuencia del - efecto de los sismos que han ocurrido en diferentes ocasiones, como por ejemplo el que se tuvo en el año de 1962, a raíz del cual se efectuaron trabajos de reparación.

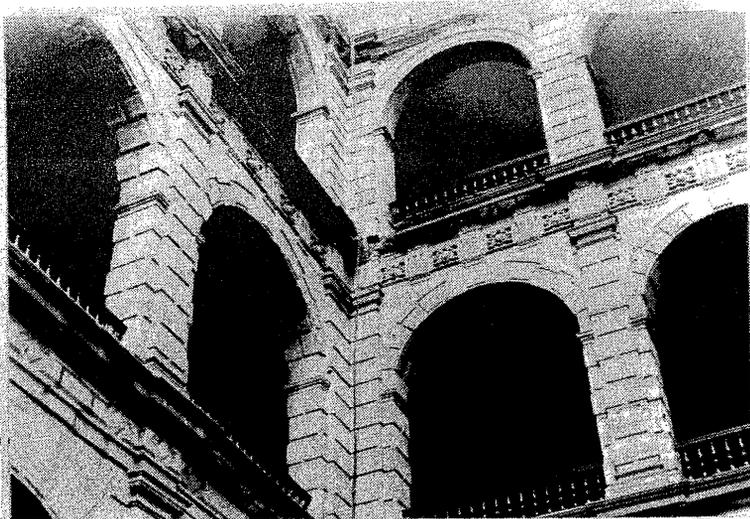
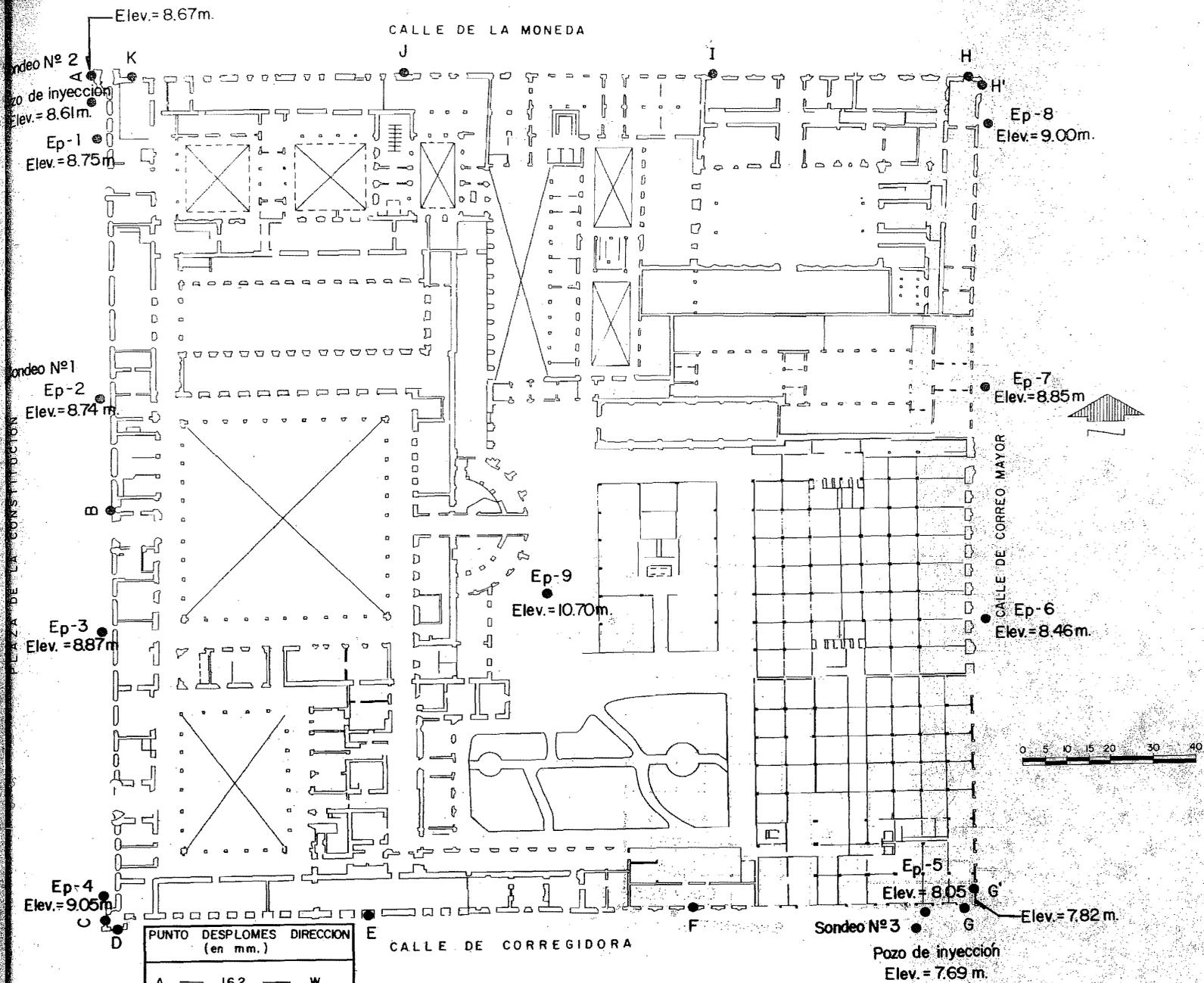


FIGURA I.h. Columna sur poniente del patio central del Palacio Nacional



PUNTO DESPLOMES DIRECCION
(en mm.)

| | | |
|----|-----|---|
| A | 162 | W |
| B | 100 | W |
| C | 107 | W |
| D | 149 | N |
| E | 44 | S |
| F | 182 | N |
| G | 69 | S |
| G' | 26 | W |
| H' | 179 | W |
| H | 261 | S |
| I | 109 | N |

INVESTIGACION TECNOLOGICA DE UN METODO
DE RECIMENTACION

UNAM

PLANTA DEL PALACIO NACIONAL

FIGURA
I.a

En el mes de junio de 1976 la columna sur-poniente -- del patio central del Palacio se fracturó (véase fig.I.h.), motivo por el cual se pasaron nivelaciones que mostraron que los movimientos de la estructura seguían produciéndose, a causa de esto surgió la necesidad de investigar otros métodos que llegaran a evitar que el hundimiento, principalmente el diferencial, progresara.

TEMA 3

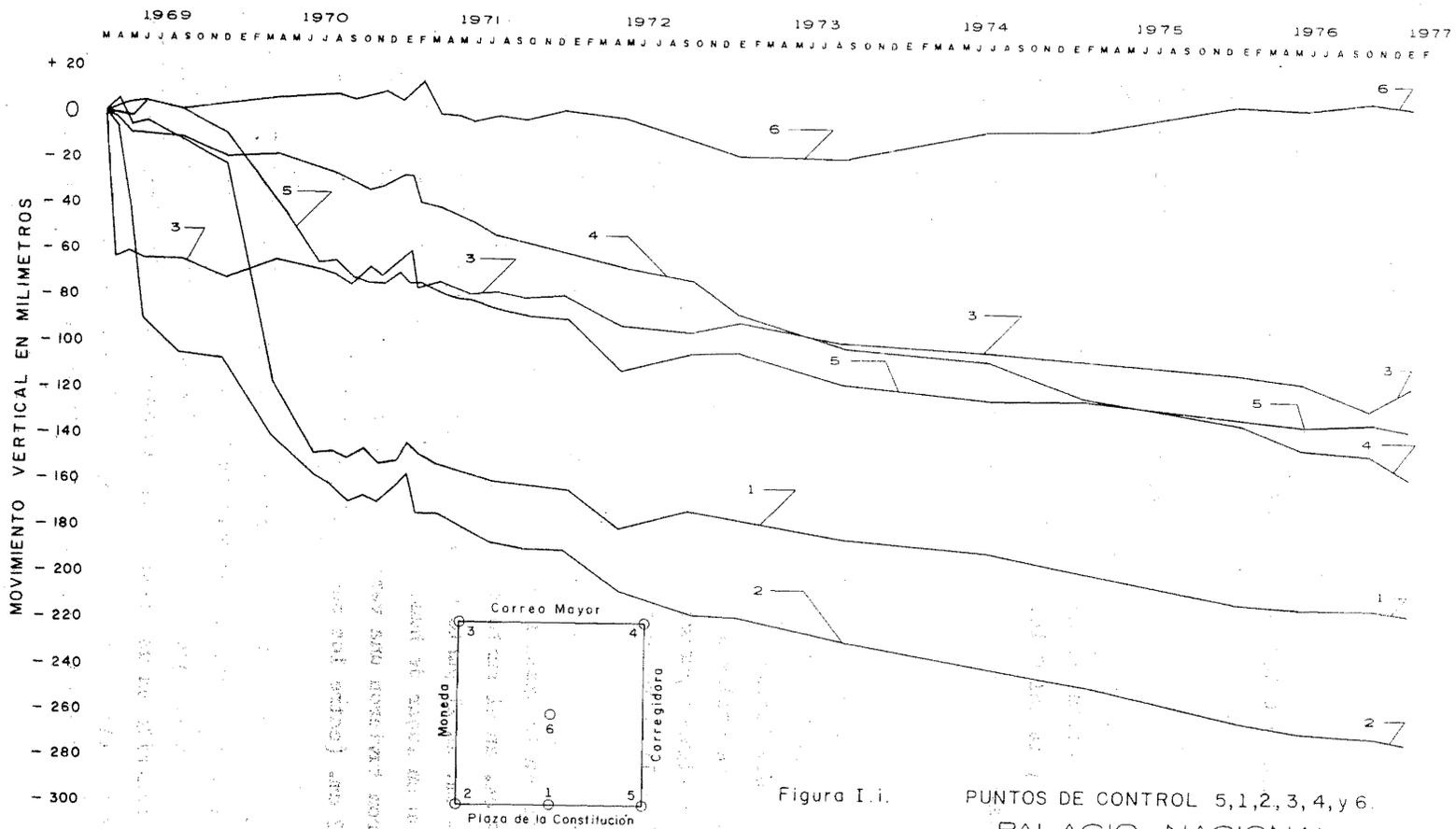
INFLUENCIA DE OBRAS EN SU VECINDAD

Entre las obras que se pueden considerar que han tenido relativa influencia en los hundimientos sufridos por el Palacio, están - la construcción del Metro en su tramo frente a la fachada principal del Palacio y la del Colector de aguas negras y pluviales en la calle de la Moneda.

En lo que respecta al Metro, inicialmente se pensó que la realización de esta obra que se comenzó en el mes de diciembre de - - 1969 y se terminó en julio de 1970, no afectaría las condiciones de seguridad general de la estructura del Palacio, sin embargo, los registros - de las nivelaciones realizadas durante la excavación del Metro frente a - a éste, referidas a un banco superficial, mostraron grandes hundimientos que en algunos puntos llegaron hasta aproximadamente 12.6 cm. como ocurrió en la parte central de la fachada principal (punto 1, fig. I.i.).

Los hundimientos totales en otros puntos se pueden observar en la misma figura, los cuales fueron de 4.9 cm. en el punto 2, - -0.4 cm. en el punto 3, 0.5 cm. en el punto 4, 5.5 cm. en el punto 5 y - -0.4 cm. en el punto 6. El signo negativo indica que esos puntos se elevaron en lugar de hundirse. Los hundimientos diferenciales que se registraron tuvieron una variación de 0.40 cm. (entre los puntos 5-3) hasta - 16.3 cm. (entre los puntos 6-2).

Los asentamientos totales y diferenciales sufridos por el Palacio durante la excavación resultan de poca importancia al compararlos con los que ha sufrido la estructura durante su vida, pero por haber ocurrido en un tiempo relativamente corto produjeron daños apreciables en ella.



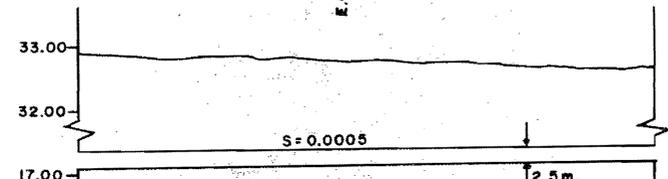
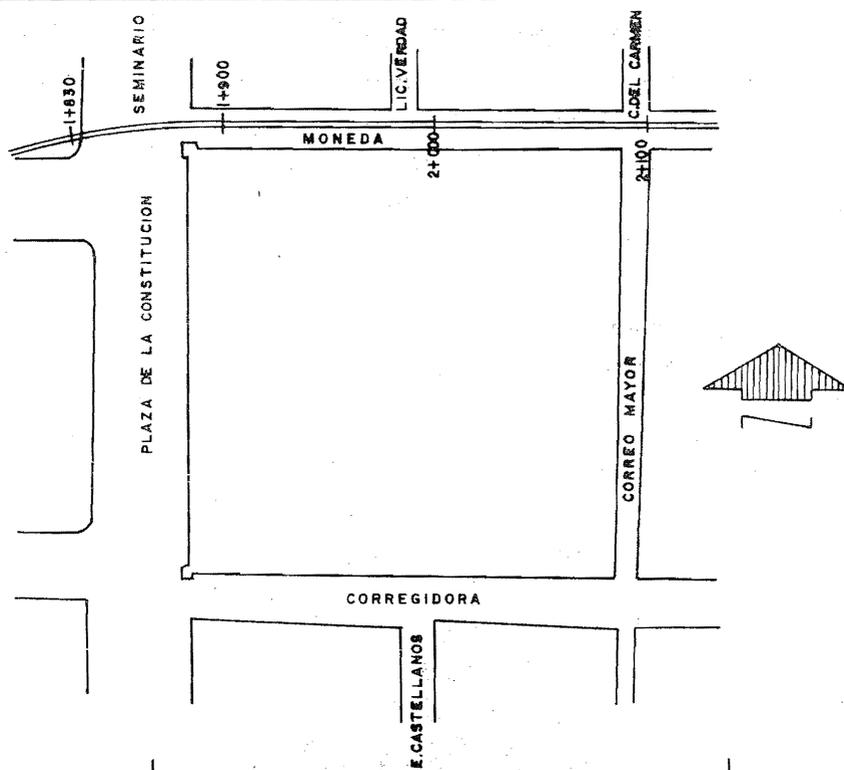
Una última observación en la figura I.i. indica que al término de los trabajos del Metro en la zona frente al Palacio, los hundimientos en los puntos ya mencionados continuaron con un proceso de -- asentamientos uniforme, esto se puede ver al resultar una misma pendiente al sobreponer las curvas graficadas.

Otra de las obras que se ha considerado como factor del hundimiento del Palacio Nacional es la del Colector de aguas negras y -- pluviales, sobre el cual no se tiene una información muy extensa.

Se sabe que un tramo del colector fué construido sobre la calle de la Moneda, pasando por un costado del Palacio, a una profundidad promedio de aproximadamente 15.60 m. y con un diámetro de 2.50 m.-- (véase fig. I.j.).

Durante la realización de estas obras no se efectuaron nivelaciones en el Palacio, o por lo menos los autores de este trabajo -- no tuvieron hasta el momento presente datos de que se hubieran efectuado, por lo cual no se pueden determinar los movimientos que sufrió durante -- este lapso, sin embargo, se puede pensar que mientras la tubería lleve -- un tirante menor al diámetro, el flujo que puede ocurrir a través de las juntas es del suelo hacia el interior del tubo, trayendo como consecuencia una pérdida de presión en el agua en la zona inmediata y con ello un proceso de deformación del suelo; ahora, si el flujo va al tubo lleno y -- a presión suficiente la infiltración es del interior de la tubería hacia el suelo y aparentemente esto no causa problema alguno, ninguna de estas dos condiciones puede afirmarse.

Si se observan los hundimientos diferenciales de la estructura del Palacio respecto a la posición del colector se puede ver -- que la esquina de mayor hundimiento es la de Corregidora-Correo Mayor -- que corresponde a la más alejada de éste (véase fig. I.j.), y por consiguiente la influencia que pudo haber causado el Colector durante su cons



| | | | | | |
|--------------|-----------|-------------|-------|-------|-------|
| LOCALIZACION | | M O N E D A | | | |
| DIAMETRO | | 2.5 m. | | | |
| KILOMETRAJE | | 1+830 | 1+890 | 1+920 | 2+050 |
| COTAS | TERRENO | 17.09 | 17.18 | 17.13 | 17.20 |
| | PLANTILLA | 32.06 | 32.05 | 32.05 | 32.06 |
| | | 1+830 | 1+890 | 1+920 | 2+100 |

ESC.: HOR. 1:300
VER. 1:100

Fig. I.j. Localización en planta y corte del Colector Cinco de Mayo.

trucción y la que puede ocasionar durante su funcionamiento se puede considerar despreciable. Esto se puede comprobar al observar que no existen vestigios de agrietamiento o daños sobre la calle de la Moneda a nivel - de superficie de terreno (véase fig. I.k.).

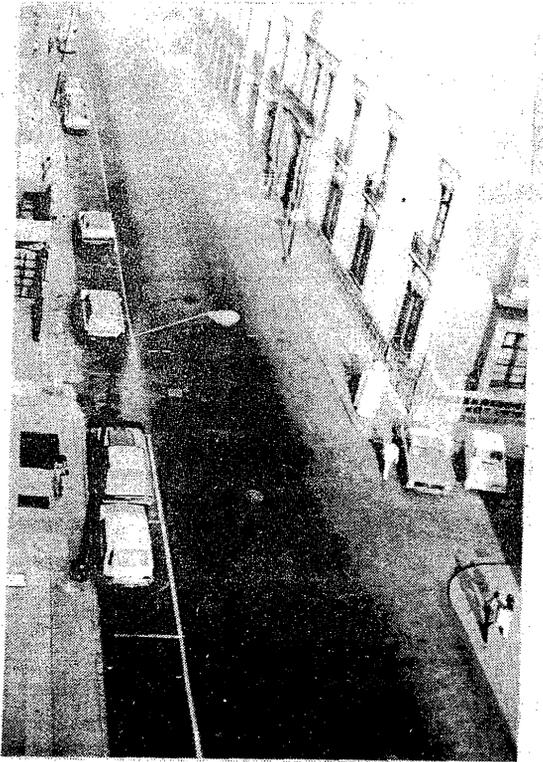


FIGURA I.k. Aspecto actual de la calle de la Moneda

TEMA 4

PROBLEMA DE HUNDIMIENTO DEL VALLE DE MEXICO

Otro aspecto que probablemente ha influido en los problemas que presenta el Palacio es el hundimiento general del Valle de México, este se atribuye a varias causas, principalmente a la explotación de agua del subsuelo por medio de un gran número de pozos.

Si se analiza la historia del bombeo de aguas subterráneas en la Ciudad de México se tiene que se perforaban en forma arbitraria pozos desde principios de siglo a causa de la deficiencia en el servicio de agua potable. A partir de 1937 esta actividad se intensificó, pero no se tienen registros del número de éstos; en lo que respecta a pozos municipales si se cuenta con datos y se observa en la figura I.l.2., que en el año de 1948 el número de pozos llegó hasta 152.

Los gastos extraídos por el sistema de pozos municipales desde 1860, en donde la explotación es nula, hasta 1977 año en que el gasto alcanzado es de $11.5 \text{ m}^3/\text{seg}$. se pueden ver en la figura I.m. construída a partir de los datos de la tabla I.a.

El aumento demográfico en la Ciudad de México, (véase -- fig. I.l.1.) ha ocasionado un incremento considerable en la dotación de agua potable, así los volúmenes estimados para abastecimiento, en mayo de 1977, alcanzan un valor de $42.968 \text{ m}^3/\text{seg}$ de los cuales el sistema de Lerma contribuye con $11.228 \text{ m}^3/\text{seg}$, el sistema aguas del norte con $4.903 \text{ m}^3/\text{seg}$, el sistema de Chiconautla con $3.196 \text{ m}^3/\text{seg}$, el sistema que maneja la Comisión de Aguas del Valle de México con $3.090 \text{ m}^3/\text{seg}$, el sistema Mixquic-Xochimilco-Xotepingo con $8.990 \text{ m}^3/\text{seg}$ y el sistema de pozos municipales con $11.561 \text{ m}^3/\text{seg}$, éste último representa el 27% del volumen total -- estimado.

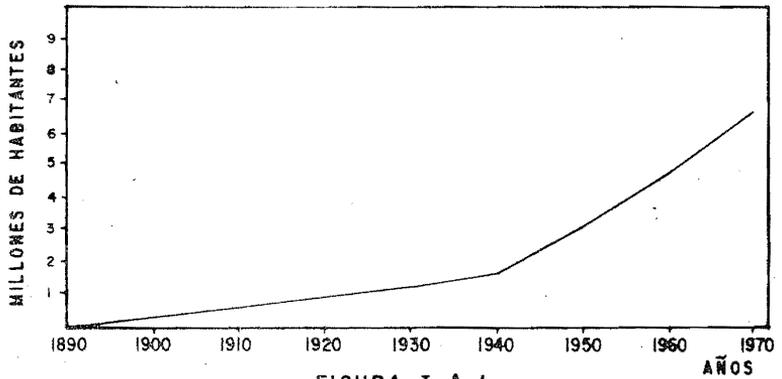


FIGURA I. f. 1

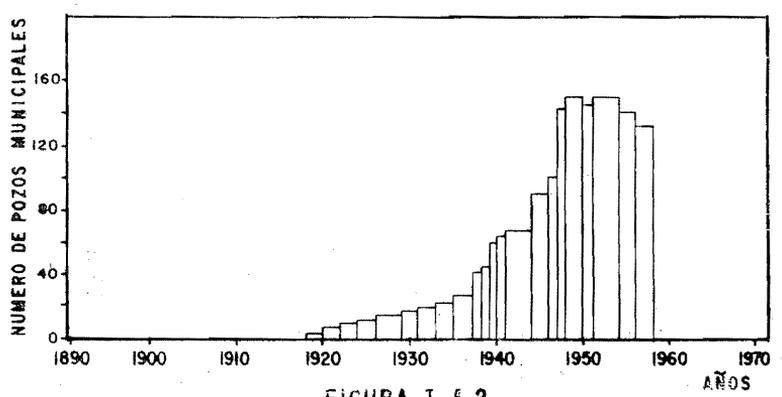


FIGURA I. f. 2

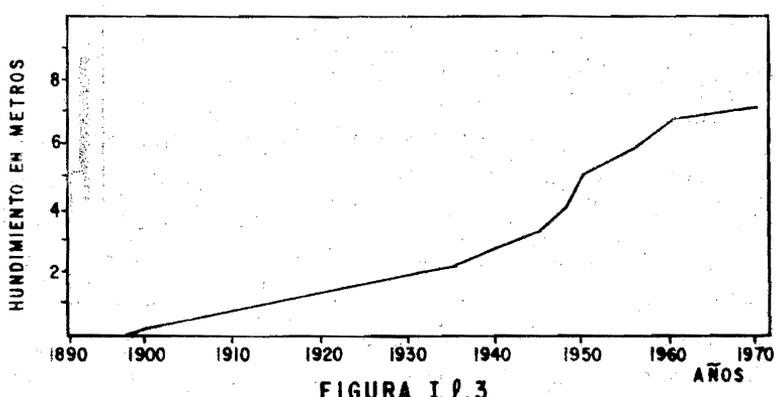


FIGURA I. f. 3

TABLA I.a

| Año | Gasto total extraído (m ³ /seg) |
|------|--|
| 1860 | 0.0 |
| 1910 | 0.5 |
| 1930 | 1.5 |
| 1940 | 6.0 |
| 1950 | 9.0 |
| 1960 | 9.0 |
| 1970 | 9.0 |
| 1977 | 11.5 |

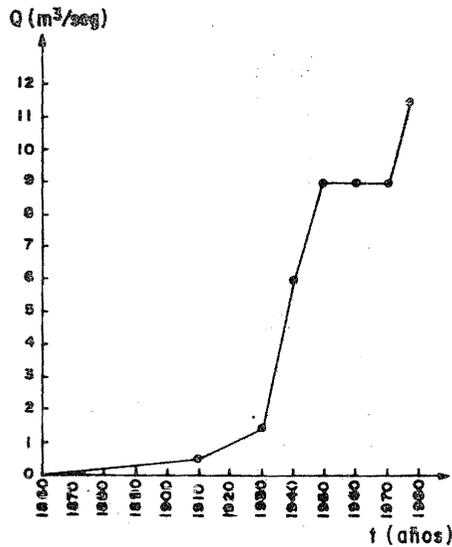


Figura I.m

TABLA I.b

| Periodo | Velocidad media de hundimiento (cm/año) |
|-----------|---|
| 1891-1938 | 4.5 |
| 1938-1948 | 7.6 |
| 1948-1950 | 44.0 |
| 1950-1951 | 46.0 |
| 1951-1952 | 15.0 |
| 1952-1953 | 26.0 |
| 1953-1957 | 17.0 |
| 1957-1959 | 12.0 |
| 1959-1963 | 5.5 |
| 1963-1966 | 7.0 |
| 1966-1970 | 7.0 |
| 1970-1973 | 5.1 |

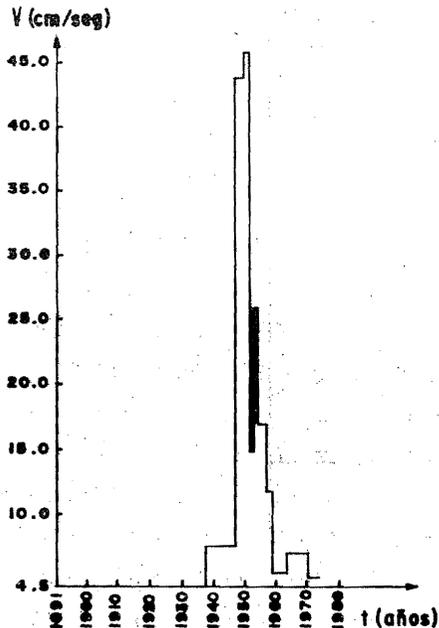


Figura I.n

La continua extracción de agua del subsuelo ha causado una fuerte disminución en la presión neutra (en el agua) y con ello el fenómeno de consolidación. Las velocidades de hundimiento en la antigua traza de la Ciudad, en el período 1891-1973, se pueden ver en figura -- (I.n.) construída con los datos de la tabla I.b.

De esta figura se observa que a partir de 1953 se tiene un decremento en la velocidad de hundimiento, esta situación se debe muy probablemente a una veda, impuesta en 1953, para la extracción de agua por medio de pozos. En fecha reciente, mayo de 1977, el gobierno rehabilitó un gran número de pozos que estuvieron paralizados durante algún tiempo. Esta disposición probablemente induzca un nuevo proceso de consolidación y en consecuencia posibles daños en las estructuras. En la figura I.ñ. se muestran las curvas de igual hundimiento del área urbana, correspondiente al período 1891-1973, de la figura se destaca que existen zonas que se han hundido hasta 8.00 m., sin embargo, en los lotes ocupados por Catedral y el Palacio Nacional se registran hundimientos de aproximadamente 6.00 m.; la razón de estas diferencias se encuentra en la variación estratigráfica del subsuelo y las distintas cargas a que ha estado sometido.

Otro factor que se ha señalado como causante del hundimiento del Valle es el aumento de cargas en la superficie debido a construcciones y rellenos. Los efectos de las construcciones realizadas durante la colonización hispana fueron pequeños hasta fines del siglo pasado, tomando en consideración que el hundimiento de la Catedral era de 0.97 m. en el período de 1877 a 1929. Desde principios del presente siglo en construcciones pesadas se comenzó a utilizar la cimentación compensada ó piloteada debido a que el reglamento, hasta hace dos décadas, no permitía que la capacidad de carga excediera de 5 ton/m^2 , en consecuencia el estrato compresible superior no experimento las cargas transmitidas por las estructuras pesadas, tan solo recibió las producidas por pequeñas estructuras. De lo anterior se desprende que el aumento de cargas ha contribuido al hundimiento pero no en forma predominante.

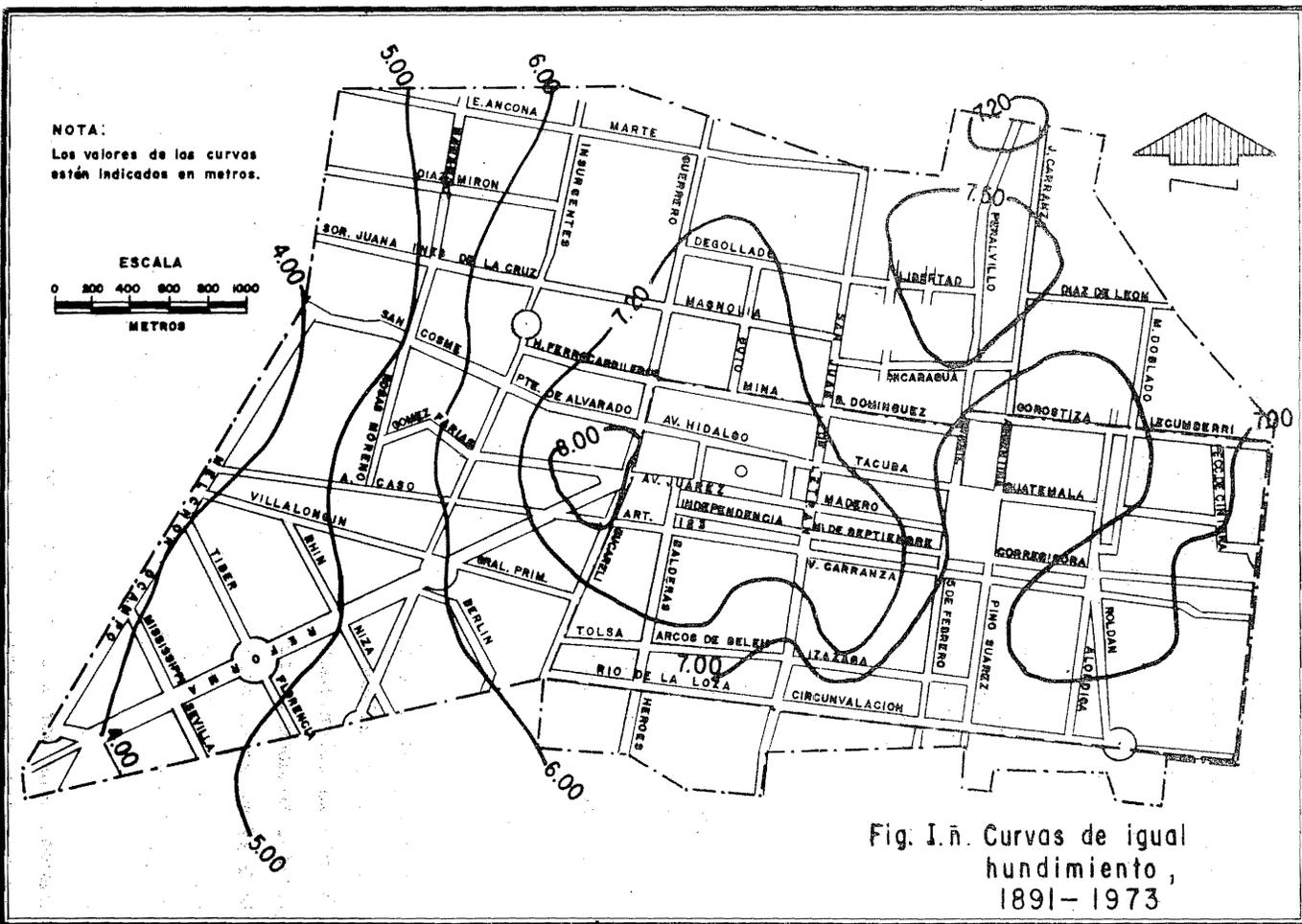


Fig. I.ñ. Curvas de igual hundimiento, 1891-1973

Si se relaciona la perforación de pozos y las nivelaciones realizadas con los datos de las figuras I.1.2. y I.1.3. se puede concluir que la explotación de agua del subsuelo del Valle de México es la causa principal de su hundimiento.

- BIBLIOGRAFÍA -

- (1) Marsal, R.J. y Mazari, M.; El Subsuelo de la Ciudad de México, - Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. 1969, 2 vols., 2da. edición.
- (2) Carrillo N.; El Hundimiento de la Ciudad de México y Proyecto -- Texcoco; Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México 1969.
- (3) V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos; tomo I; México 1970.
- (4) Memoria de las Obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal; Departamento del Distrito Federal, tomo I; México -- 1975.
- (5) Palacio Nacional, Inyección de Agua a Presión en el Terreno de - Apoyo; Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas; México 1977.
- (6) Informe Técnico del Estado Actual de la Estructura del Palacio - Nacional; Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas;- México 1977.
- (7) Palacio Nacional; Secretaría de Obras Públicas; México 1976.
- (8) Kirrev, J. Ivan; Compendio Geológico Para Uso de Ingenieros Civiles; Secretaría de Obras Públicas; México 1961.

CAPITULO II

CAPITULO SEGUNDO

CARACTERISTICAS DEL SUELO DE APOYO

Dentro del problema propuesto existen dos factores que están directamente relacionados con éste: la estructura del Palacio Nacional y el suelo de apoyo del mismo. Corresponde a este capítulo el estudio estratigráfico del subsuelo y el de sus características de deformabilidad y de resistencia.

TEMA 1

ESTRATIGRAFIA

El procedimiento que se utilizó para llegar a conocer la estratigrafía del suelo de apoyo en el Palacio Nacional, fue por medio de sondeos que llegaron a una profundidad máxima de 50.40 m. y mínima de 40.00 m. Se obtuvieron muestras inalteradas mediante tubo - - Shelby, de pared delgada de 4" de diámetro y 1 m. de longitud, y muestras alteradas por medio de penetrómetro estándar. Posteriormente se le practicaron a las muestras algunas pruebas de laboratorio. La localización de los sondeos se puede ver en la figura I.g.

La profundidad de la primera capa dura se determinó a 35 m. en el sondeo 1 (fachada principal, a 119.65 m. de la esquina Plaza de la Constitución-Corregidora), a 35 m. en el sondeo 2 (Plaza de la Constitución-Moneda), a 38 m. en el sondeo 3 (Corregidora-Correo Mayor). Se observa que esta capa se va profundizando de la Esquina de Plaza de la Constitución-Moneda hacia la de Corregidora-Correo Mayor. Estos datos prácticamente se verifican en el libro " El Subsuelo de la Ciudad de México " de Marsal y Mazari en donde en base a los sondeos - 128-1 y 128-2, realizados en el área de Palacio, se determinó que la profundidad de la capa dura se encontraba a 38 m.

El nivel de aguas freáticas (N.A.F.) se localizó mediante los 3 sondeos mencionados, las perforaciones superficiales que sirvieron para la colocación de piezómetros (E_p) y los detectores del N.A.F. que se encuentran en cada una de las estaciones piezométricas - (D_t). Además en las esquinas de Plaza de la Constitución-Moneda y Corregidora-Correo Mayor se tiene un pozo de inyección de agua, al lado de los cuales se cuenta con otros detectores del N.A.F. a una distancia horizontal de 1.00 m., y 2.00 m. y 4.00 m. La localización de las

perforaciones se encuentran a lo largo del perímetro de la estructura del Palacio, a excepción del EP-9, localizada al centro de ésta (véase figura I.g.). La profundidad mínima a la que se encontró el N.A.F. fue de 0.73 m. en el sondeo 3 y la máxima de 3.50 m. en la estación piezométrica número 9, estas profundidades están medidas a partir del nivel de piso actual.

En las figuras II.a. y II.b. se ilustra el flujo del agua superficial en el subsuelo de la zona del Palacio, donde se acota la elevación del piso actual y las profundidades a las que se encuentra el N.A.F. La figura II.a. muestra en un plano (profundidad-longitud horizontal) tanto el perfil del terreno natural como el flujo del agua superficial que va de la estación piezométrica 9 (EP-9) hacia las demás estaciones que se localizan en la periferia. La figura II.b. presenta una vista en el espacio, en donde en la parte inferior se señala un plano horizontal de comparación (P.H.C.) a partir del cual se encuentran referenciadas las elevaciones del terreno natural en cada una de las estaciones piezométricas, así con la profundidad del N.A.F. en cada una de ellas (datos del mes de Mayo de 1977) se determinó la superficie freática.

Con estas figuras se ve la tendencia del agua superficial a fluir de la parte central hacia la periferia del Palacio Nacional, este flujo se indica con las flechas.

Con los datos obtenidos de campo y los resultados de las pruebas de laboratorio se llegó a determinar la estratigrafía del terreno, que en forma detallada se puede ver en las figuras II.c., II.d. y II.e. En la parte superficial se tiene una losa de 20 cm. de espesor, debajo de ésta se tiene material de relleno que llega hasta una profundidad de 2.10 m. en el sondeo 1, 5.00 m. en el sondeo 2 y 3.75 m. en el sondeo 3, enseguida aparece un estrato formado por limos de alta plasticidad con vetas arenosas, hasta 5.90 m., 8.40 m. y 7.05 m. de profundidad respectivamente, después de éste y hasta la primera capa dura, que

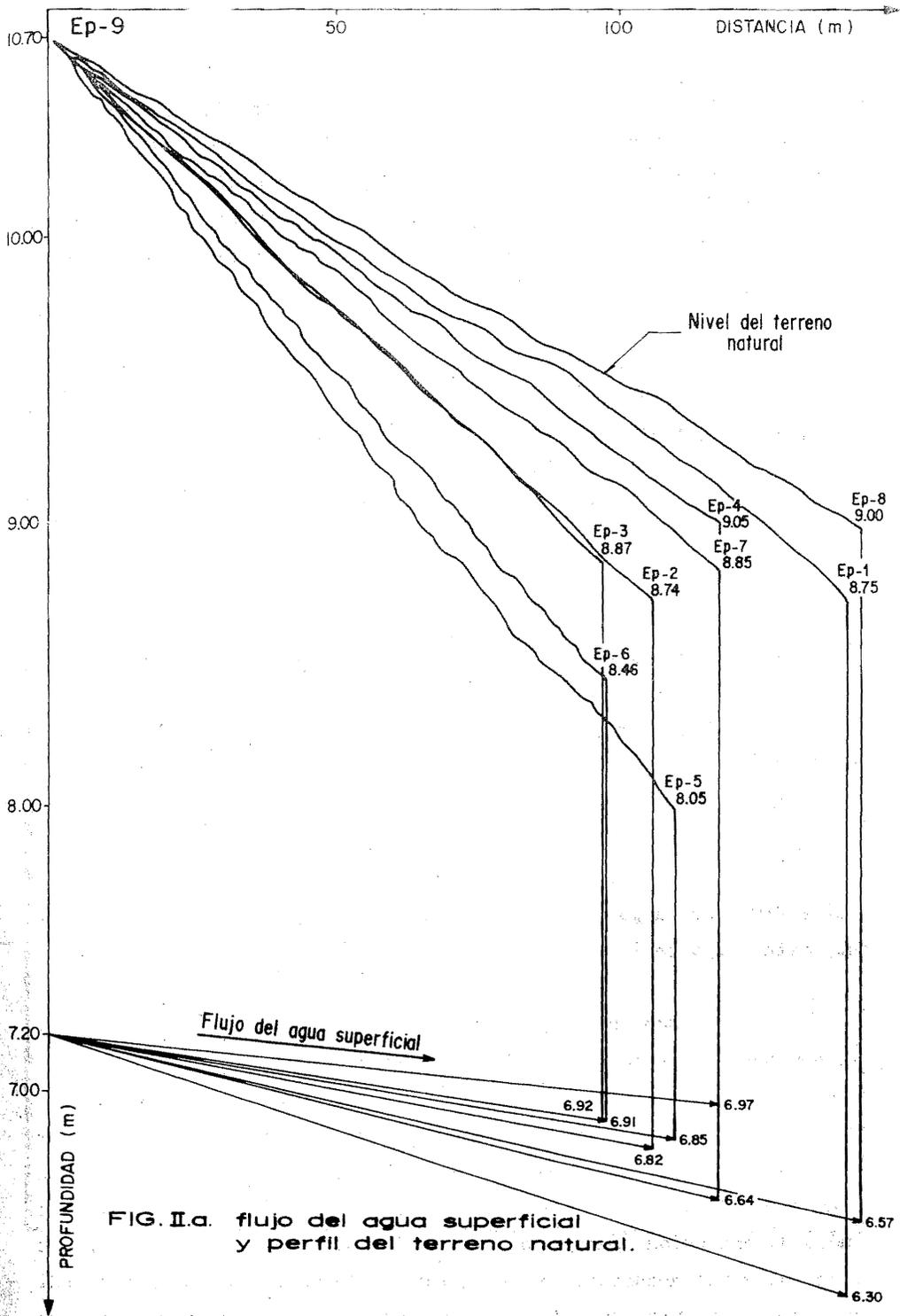


FIG. II.a. flujo del agua superficial y perfil del terreno natural.

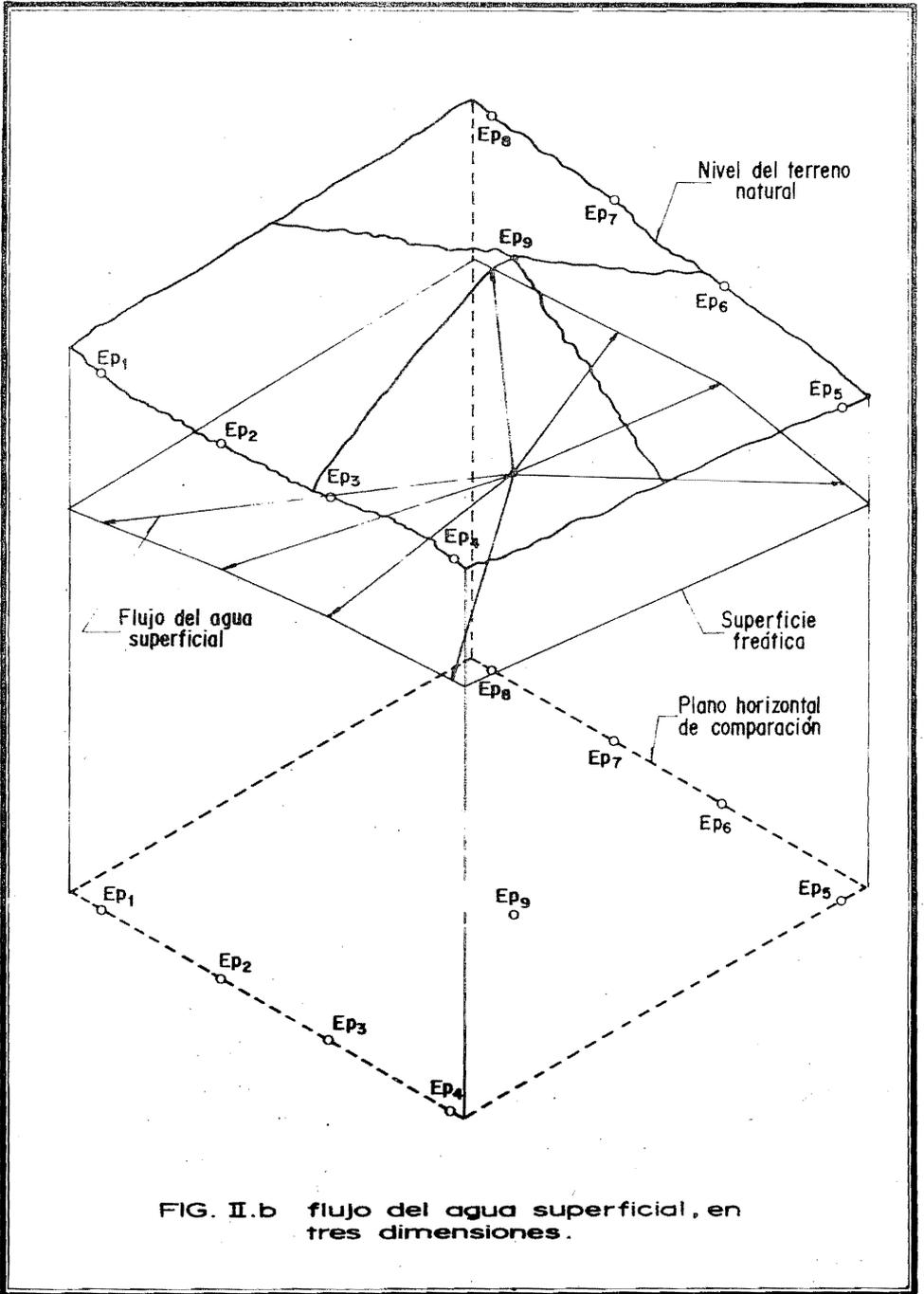


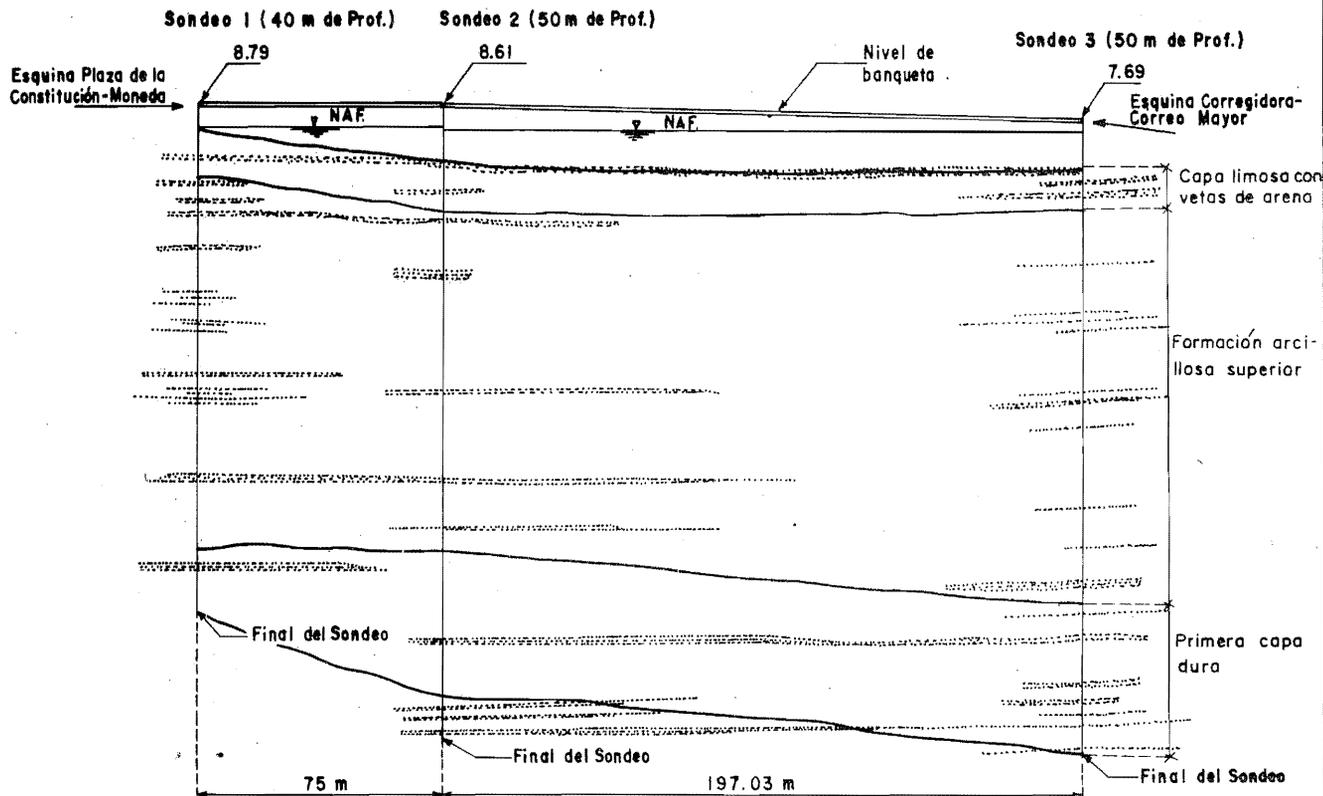
FIG. II.b flujo del agua superficial, en tres dimensiones.

aparece a 35 m., 35 m. y 30 m., se encuentra un gran estrato constituido por arcillas de alta plasticidad y alta compresibilidad con pequeñas vetas irregulares de arena, a este estrato se le denomina "Formación Arcillosa Superior", la primera capa dura esta formada por arcillas de alta consistencia con la aparición de capas de material areno-limoso relativamente compactado, el espesor de ésta varía de los 35 m. de profundidad hasta la finalización del sondeo a 40.00 m. en el sondeo 1, de los 35 m. a los 46.50 m. en el sondeo 2 y de los 30 m. hasta la finalización del sondeo a 50 m. en el sondeo 3.

Con los datos de las figuras II.c, II.d y II.e se elaboró un corte estratigráfico de la esquina Plaza de la Constitución-Moneda a la esquina Corregidora-Correo Mayor (Fig. II.f.).

Para realizar el corte se llevó el sondeo 2 (Fig. II.d) hasta la línea que une los sondeos 1 y 3 (Fig. II.c y II.e.) proyectándolo con un radio de 75 m., que corresponde a la distancia entre el sondeo 1 y sondeo 2.

En la figura II.f. se pueden observar los estratos que se mencionaron anteriormente, en la misma figura se tienen dibujados -- los lentes de arena que hipotéticamente se suponen interconectados en el subsuelo del Palacio Nacional.



Manto permeable

ESCALAS

V. 1 : 500

H. 1 : 2000

Figura II. f. Corte estratigráfico del Palacio Nacional.

ANÁLISIS DE LA DEFORMABILIDAD DEL SUELO DE APOYO

Para determinar las características de deformabilidad del suelo de apoyo, se practicaron en las muestras obtenidas en los sondeos, las siguientes pruebas de laboratorio:

- granulometría
- límite líquido
- límite plástico
- contenido natural de agua
- consolidación unidimensional

Con los resultados obtenidos se determinaron los valores medios del contenido natural de agua (W), límite líquido (L.L.), - límite plástico (L.P.) de cada una de las diferentes capas; esto se puede observar en la tabla II.a.

T A B L A II.a.

| | W % | | L.L. % | | L.P. % | |
|--------------------------------|-------------|-----------|-------------|-----------|-------------|-------|
| | Valor Medio | Desv.est. | Valor Medio | Desv.est. | Valor Medio | Desv. |
| capa limosa con vetas de arena | 63.2 | 19.89 | 82.85 | 31.01 | 41.42 | 6.2 |
| formación arcillosa superior | 206 | 77.74 | 285.27 | 102.50 | 66.22 | 19 |
| primera capa -- dura | 106.8 | 68.57 | 179.58 | 65.26 | 48.21 | 17 |

Al graficar en la carta de plasticidad ó Casagrande - los datos obtenidos de las pruebas límite líquido y límite plástico, - se pueden observar claramente las características de plasticidad de ca da una de las capas (véanse figuras II.g, II.h y II.i).

De la figura II.g, se puede observar que el material- que forma el estrato superficial queda prácticamente por debajo de la- línea A y en general a la derecha de la línea vertical que pasa por la abscisa 50 (línea B), de donde se deduce que se trata de un material - formado por limos de relativa alta plasticidad. Las figuras II.h y - II.i muestran que el material que forma la capa arcillosa superior y - el estrato duro; son formaciones arcillosas con una plasticidad muy -- alta, disminuyendo ligeramente en la última.

De la prueba de consolidación se obtuvieron los valo- res medios del coeficiente de consolidación (C_v), del coeficiente de - permeabilidad (K_m) y del coeficiente de variación volumétrica (M_v) en- tre otros, de cada uno de los estratos como se puede observar en la ta bla II,b.

T A B L A II,b.

| | C_v (cm^2/seg) | K_m (cm/seg) | M_v (cm^2/kg) |
|--------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| Capa limosa con vetas de arena | 1.748×10^{-4} | 0.277×10^{-8} | 1.345×10^{-2} |
| Formación arcillosa superior | 0.777×10^{-4} | 0.433×10^{-8} | 6.067×10^{-2} |
| Capa dura | 1.694×10^{-4} | 0.396×10^{-8} | 1.958×10^{-2} |

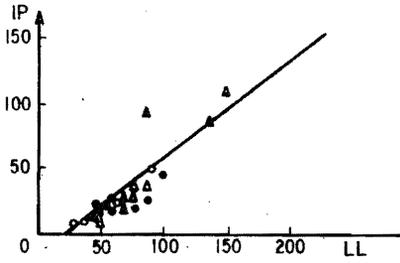


Figura II.g.

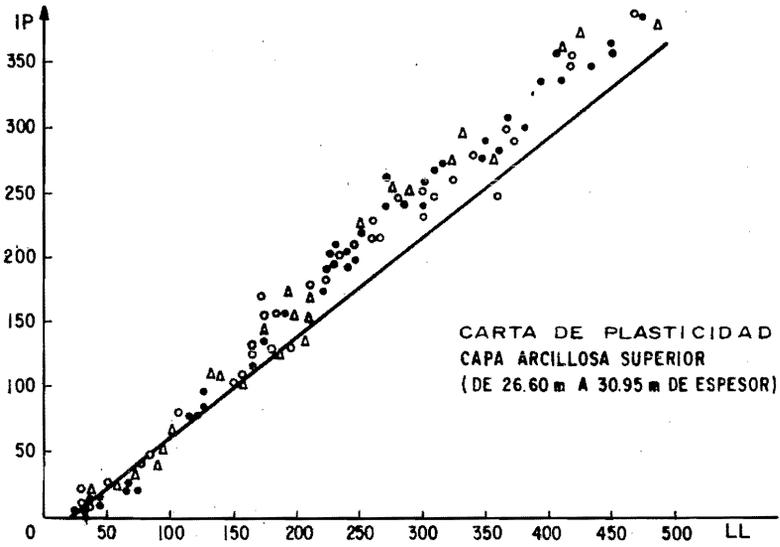


Figura II.h.

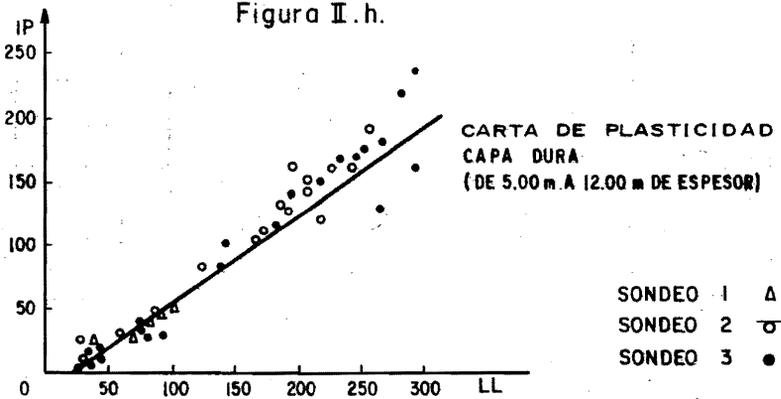


Figura II.i.

TEMA 3

CARACTERÍSTICAS DE RESISTENCIA DEL SUELO DE APOYO

Otra característica importante del suelo de apoyo es la resistencia a la compresión simple, la cual fue determinada por medio de la prueba de laboratorio del mismo nombre.

De los datos obtenidos de la prueba en cada una de las -- muestras de los 3 sondeos (véanse figuras II.c, II.d, II.e), se obtuvieron los valores medios de la resistencia a la compresión simple en cada uno de los estratos, como se observa en la tabla II.c.

T A B L A II.c.

| | Resistencia a la compresión simple, qu (ton/m ²) | | Peso Volumétrico (ton/m ³) | |
|--------------------------------|--|---------------------|--|-----------|
| | Valor Medio | Desviación estándar | Valor Medio | Desv.Est. |
| Capa limosa con vetas de arena | 3.30 | 2.73 | 1.58 | 0.11 |
| Formación arcillosa superior | 9.12 | 3.72 | 1.25 | 0.147 |
| Capa dura | 41.66 | 57.73 | 1.32 | 0.138 |

Se puede observar que las dos primeras capas tienen una resistencia baja y cambia bruscamente en la capa dura a valores muy elevados.

Para determinar prácticamente la "Cohesión" del suelo se divide el valor de la resistencia a la compresión simple entre dos, así, la "Cohesión" en los dos primeros estratos resulta ser del orden de 4.33 ton/m^2 y en la capa dura de 15.15 ton/m^2 . La cohesión indica la presencia de fuerzas de atracción de tipo eléctrico entre las partículas sólidas del suelo, estas fuerzas se presentan a un nivel microscópico llegando a aumentar aparentemente debido a una disminución del espacio intergranular, como consecuencia el valor de la cohesión crece y refleja un incremento en la resistencia del suelo.

De lo anterior se comprueba que los valores de la resistencia en las primeras dos capas es muy baja, con un aumento considerable en la capa dura.

Otra de las pruebas efectuadas en laboratorio fue la de peso volumétrico que permitió obtener los valores medios de cada estrato, los cuales se pueden observar en la tabla II.c., estos se obtuvieron en base a los datos registrados en cada uno de los estratos que se observan en las figuras II.c., II.d., y II.e.

Según se puede ver en la tabla II.c., los valores del peso volumétrico no presentan una variación considerable en ninguna de las capas.

TEMA 4

ESFUERZOS EN EL AGUA DEL SUELO DE APOYO

Para llegar a determinar los esfuerzos en el agua del subsuelo del Palacio Nacional y la forma en que influyen en el fenómeno de consolidación de las capas compresibles, se fijaron 9 estaciones piezométricas instalándose un total de 39 piezómetros de los cuales 29 son de tipo neumático y los otros 10 abiertos ó de Casagrande; la localización de las estaciones piezométricas se puede observar en la figura I.g.

Los piezómetros neumáticos (9), que trabajan con aire a presión, son aparatos medidores de la presión en el agua, se colocan generalmente en suelos de baja permeabilidad pero también pueden ser usados en suelos de mediana permeabilidad. Las lecturas de la presión en estos aparatos son inmediatas a partir de su colocación, por lo que se instaló un gran número de ellos en la zona. En la figura II.j. se muestra un piezómetro neumático y las partes que lo forman.

Este tipo de piezómetro fue colocado en número de tres en las estaciones EP-1 a EP-8 a profundidades de 10 m., 15 m. y 25 m., - la razón de estas profundidades es debida a que en lecturas reportadas - en el Boletín de la Comisión de Aguas del Valle de México (C.A.V.M.) correspondiente a la zona del Palacio Nacional registran una disminución - de presión en el agua en los primeros veinticinco metros; en la estación EP-9 se instalaron cinco, a profundidades de 10 m., 15 m., 25 m., 35 m.- y 55 m., la razón de las dos últimas profundidades es que se supuso la - existencia de estratos permeables en donde obviamente podría haber mayor abatimiento de presión.

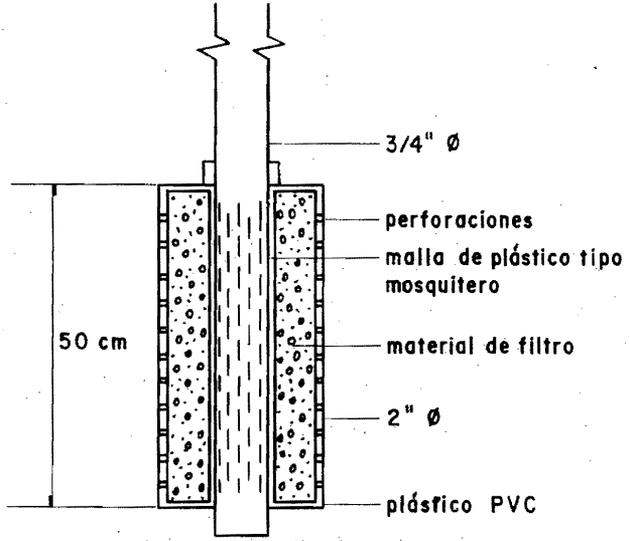


Figura II k Detalle del Piezómetro Abierto

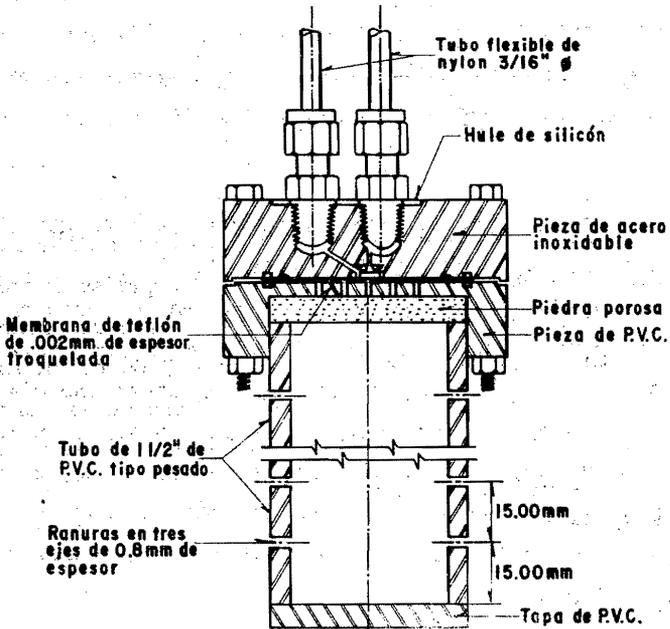


Figura II J Detalle del Piezometro Neumatico

El piezómetro abierto ó de Casagrande (10) se utiliza generalmente en suelos de alta permeabilidad, para realizar las primeras lecturas en estos aparatos se requiere de cierto tiempo, que depende de la rapidez con que se recupere la columna hidrostática a la profundidad que fueron instalados. En la figura II.k. se ilustra un piezómetro abierto y sus componentes.

Se instalaron cinco piezómetros de este tipo en cada una de las estaciones EP-1 y EP-5 a las profundidades de 10 m., 15 m., 25 m., 35 m. y 55 m., en los cuales las lecturas realizadas hasta la fecha (figuras II.l. y II.ll.) indican que las columnas hidrostáticas no se han recuperado a pesar de que se instalaron en el mes de Octubre de 1976.

En fecha reciente, abril de 1977, se instaló un piezómetro abierto en cada una de las zonas de los pozos de inyección, uno en Corregidora - Correo Mayor y otro en Plaza de la Constitución - Moneda, a una distancia horizontal de éstos igual a la que se encuentra el piezómetro neumático instalado a 10 m. de profundidad, que corresponden a las estaciones piezométricas EP-4 y EP-5 respectivamente, la causa de que se instalaran a esta distancia, obedeció a que se quería obtener la rapidez de respuesta tanto en suelos gruesos como en suelos finos a la misma distancia de inyección. La profundidad a la que se instalaron éstos fue hasta aquella en donde se encontró un estrato de arena más cercano a los diez metros de profundidad, siendo de 7.00 m. en la esquina de Corregidora - Correo Mayor y de 6.15 m. en Plaza de la Constitución-Moneda. Los registros de las presiones obtenidos hasta la fecha, mayo de 1977, se pueden observar en las figuras II.m. y II.n.

Las lecturas registradas en las estaciones piezométricas se pueden observar en las figuras II.ñ a II.v. En ellas se muestran graficadas la línea de presión hidrostática teórica y la línea de presión real. En base a estas dos líneas se obtuvieron los resultados que se muestran en la tabla II.d que indican las diferencias de presiones en -

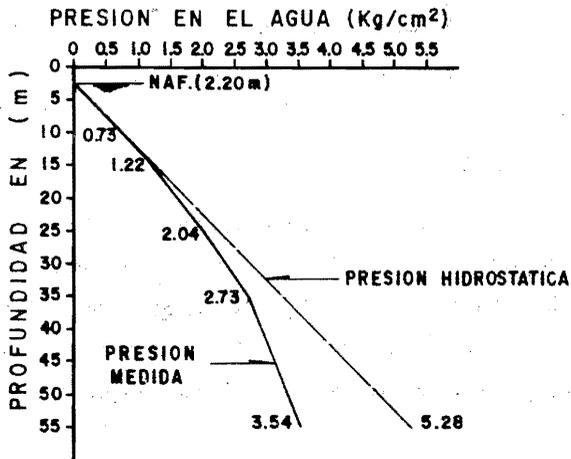


FIGURA II. I. ESTACION PIEZOMETRICA Nº 1
REGISTRO DE PIEZOMETRO ABIERTO DEL 23/V/77

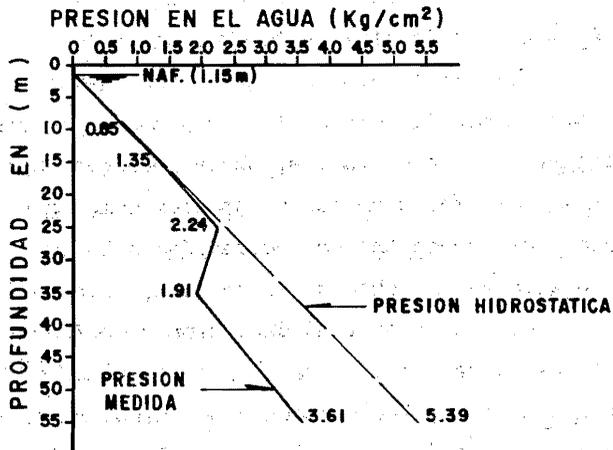


FIGURA II. II. ESTACION PIEZOMETRICA Nº 5
REGISTRO DE PIEZOMETRO ABIERTO DEL 24/V/77

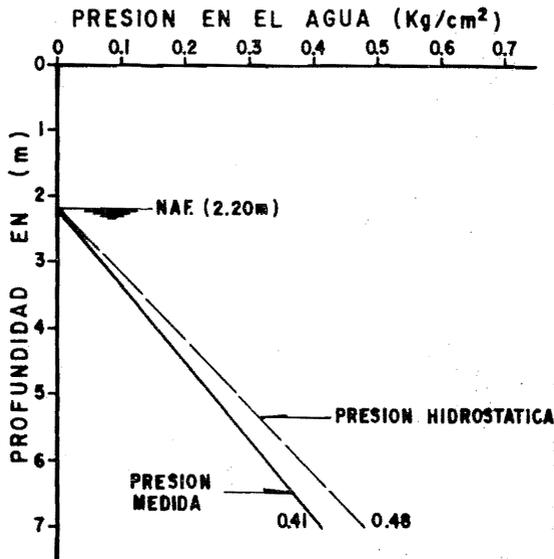


FIGURA II. m. ESTACION PIEZOMETRICA Nº 1
REGISTRO DE PIEZOMETRO ABIERTO AUXILIAR DEL 23/V/77

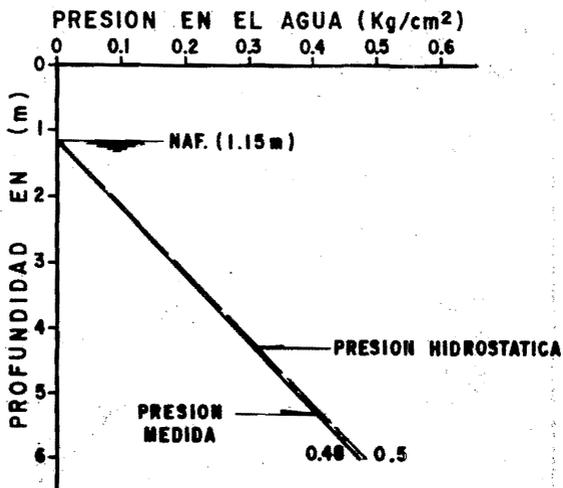
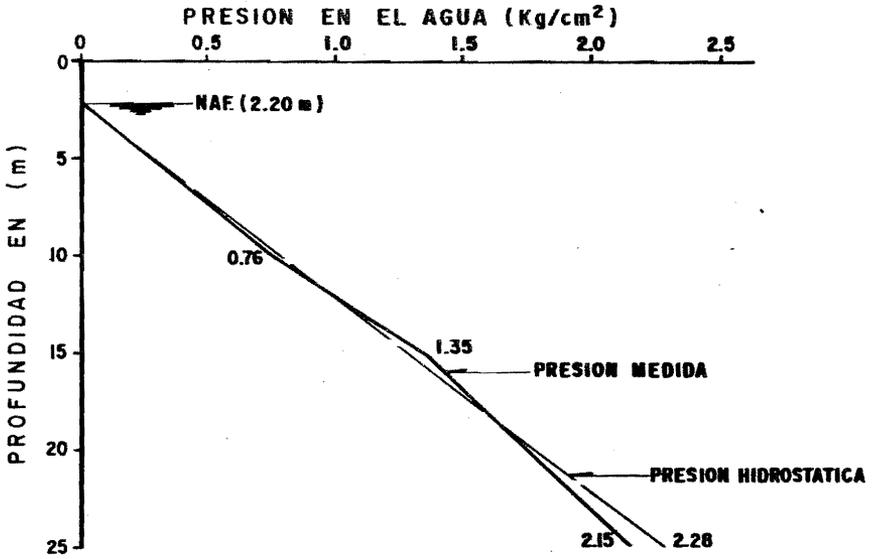
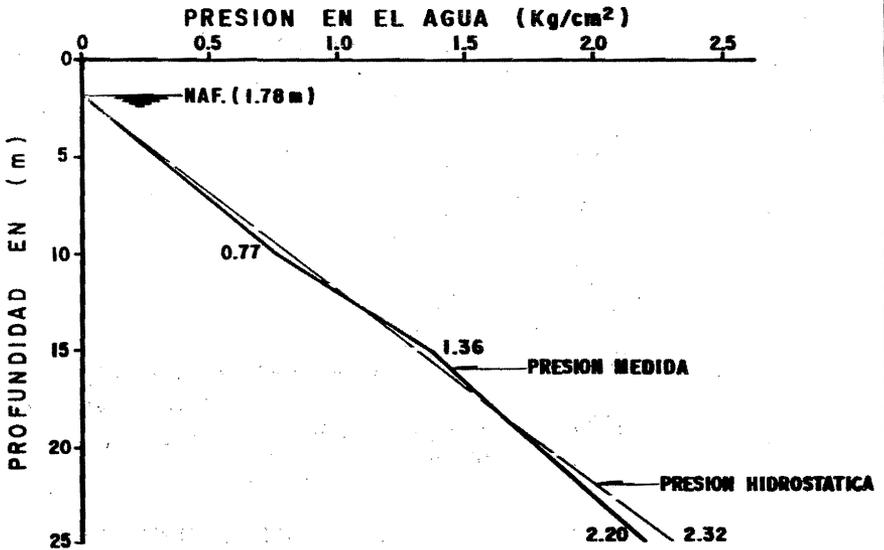


FIGURA II. n. ESTACION PIEZOMETRICA Nº 5
REGISTRO DE PIEZOMETRO ABIERTO AUXILIAR DEL 24/V/77



**FIGURA II.ñ. ESTACION PIEZOMETRICA Nº 1
REGISTRO DE PIEZOMETRO NEUMATICO DEL 23/V/77**



**FIGURA II.o. ESTACION PIEZOMETRICA Nº 2
REGISTRO DE PIEZOMETRO NEUMATICO DEL 23/V/77**

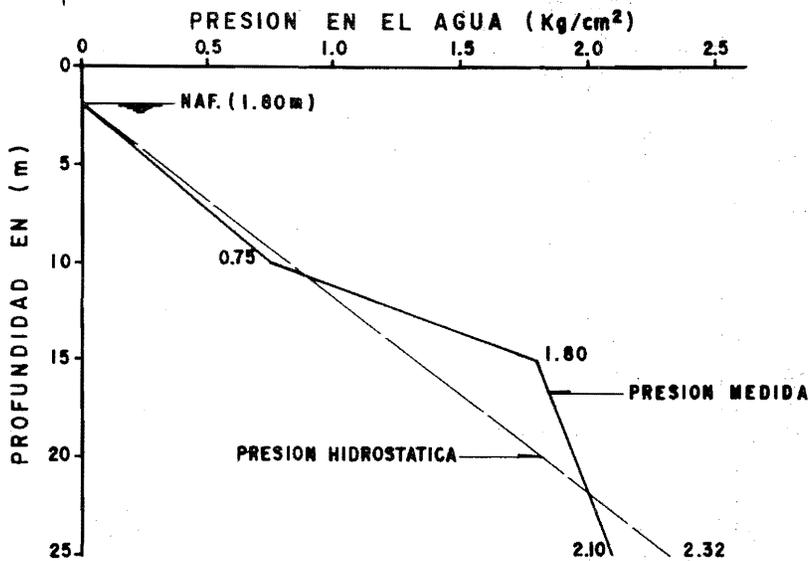


FIGURA II. p. ESTACION PIEZOMETRICA N° 3
 REGISTRO DE PIEZOMETRO NEUMATICO DEL 23/V/77

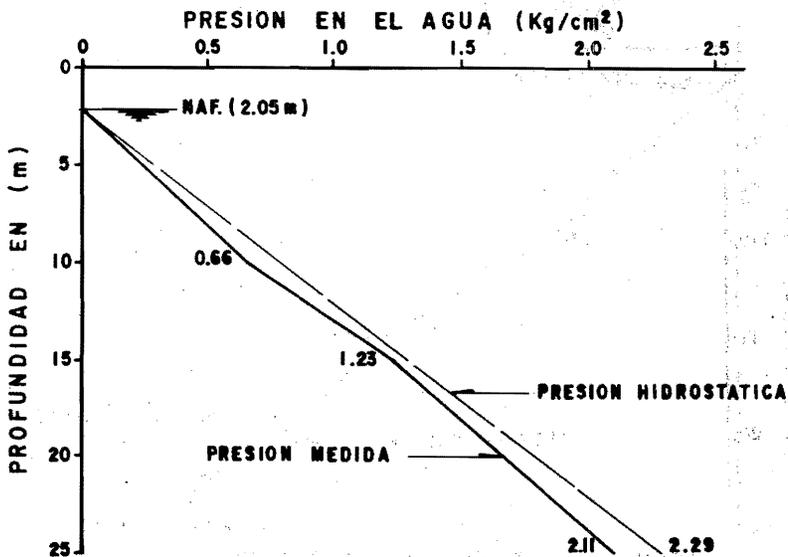


FIGURA II. q. ESTACION PIEZOMETRICA N° 4
 REGISTRO DE PIEZOMETRO NEUMATICO DEL 23/V/77

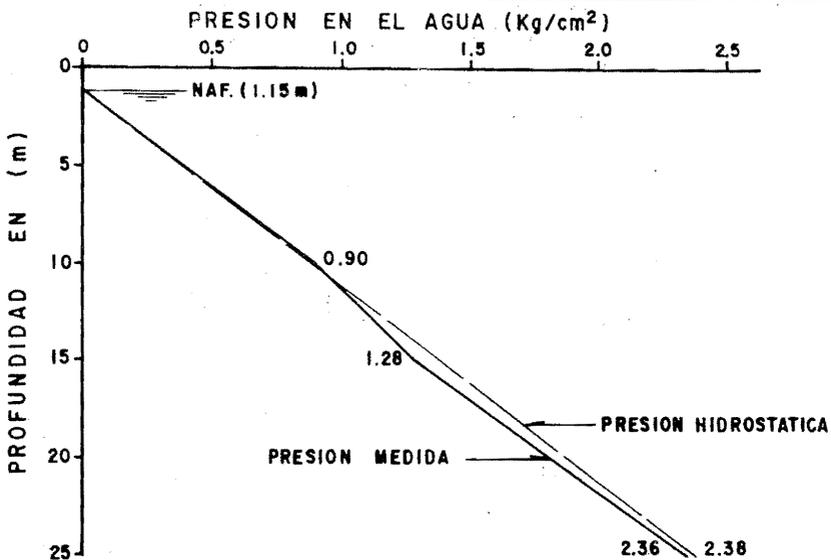


FIGURA II. r. ESTACION PIEZOMETRICA N° 5
REGISTRO DE PIEZOMETRO NEUMATICO DEL 23/V/77

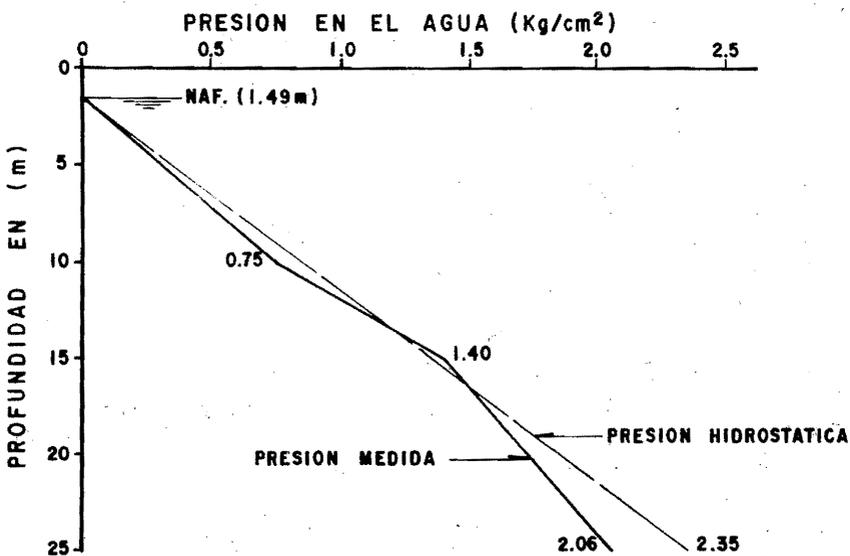


FIGURA II. s. ESTACION PIEZOMETRICA N° 6
REGISTRO DE PIEZOMETRO NEUMATICO DEL 23/V/77

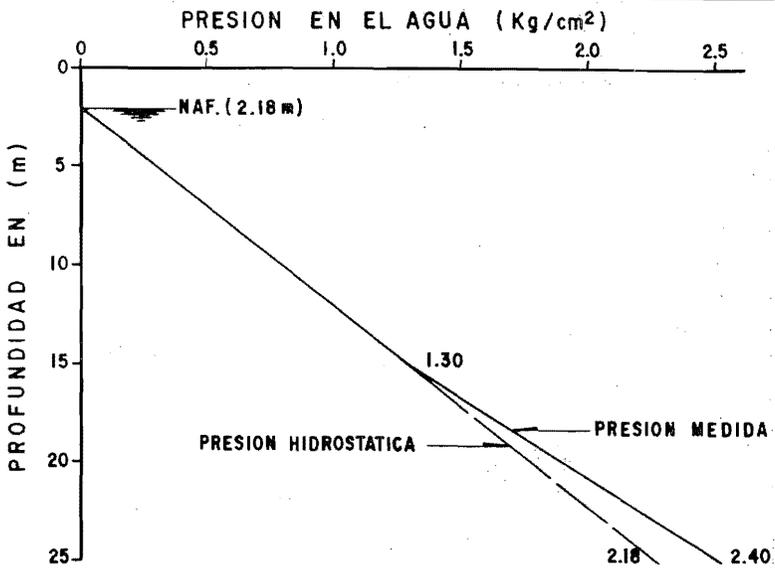


FIGURA II. t. ESTACION PIEZOMETRICA N° 7
REGISTRO DE PIEZOMETRO NEUMATICO DEL 23/V/77

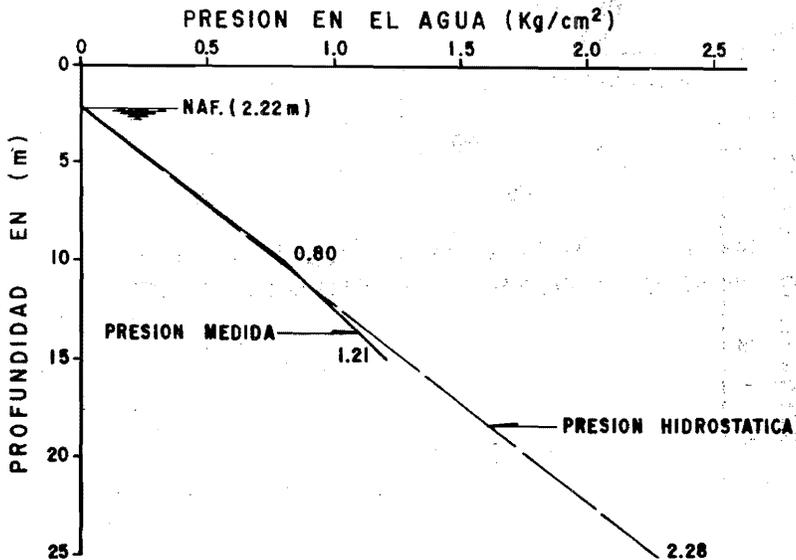


FIGURA II. u. ESTACION PIEZOMETRICA N° 8
REGISTRO DE PIEZOMETRO NEUMATICO DEL 23/V/77

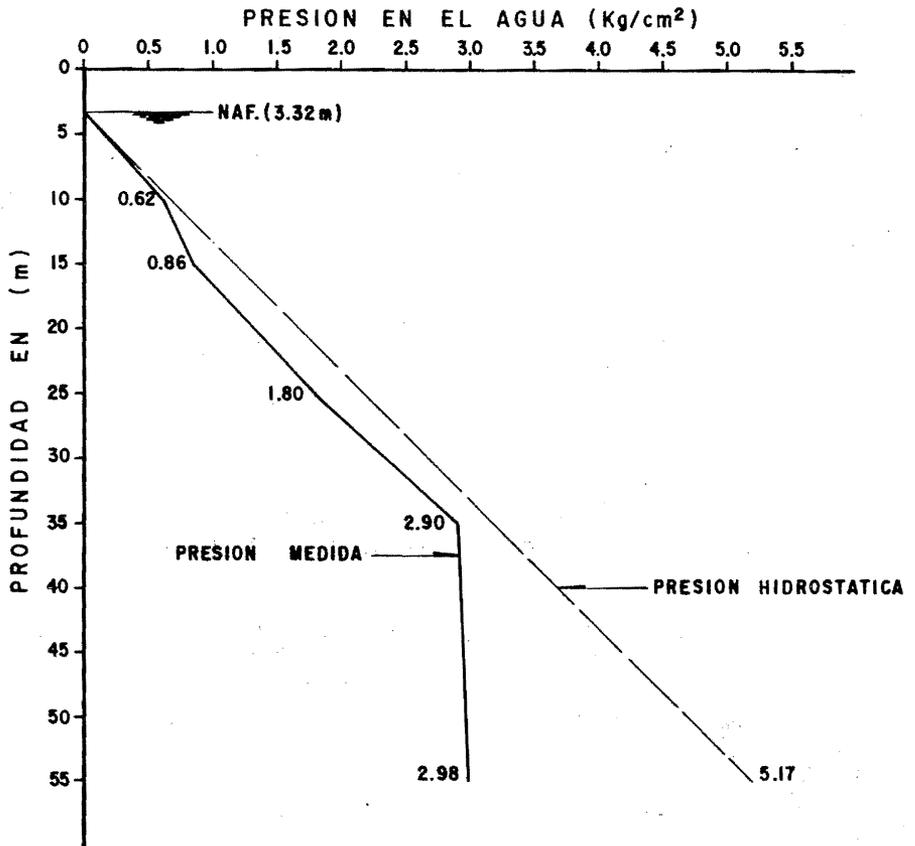


FIGURA II. v. ESTACION PIEZOMETRICA Nº 9
 REGISTRO DE PIEZOMETRO NEUMATICO DEL 16/VI/77

kg/cm^2 a 10 m., 15 m. y 25 m., el signo negativo señala una pérdida de presión hidrostática y el signo positivo un exceso en ella. Cabe hacer notar que la mayor pérdida de presión corresponde a la estación piezométrica 9 a 55 m. de profundidad con un valor de aproximadamente -2.19 kg/cm^2 y el mayor exceso de la misma a la estación piezométrica 3 a 15 m. de profundidad con un valor de aproximadamente $+0.48 \text{ kg/cm}^2$. De la misma tabla se observa que en las estaciones piezométricas 1, 2, 3, 4, 6 y 9 se tiene a 10 m. de profundidad una disminución de presión que varía entre -0.02 kg/cm^2 y -0.13 kg/cm^2 y en las estaciones piezométricas 5 y 8 un exceso entre $+0.01 \text{ kg/cm}^2$ y $+0.02 \text{ kg/cm}^2$; a 15 m. de profundidad en las estaciones 4, 5, 8 y 9 una disminución entre -0.06 kg/cm^2 y -0.31 kg/cm^2 y un exceso entre $+0.04 \text{ kg/cm}^2$ y $+0.48 \text{ kg/cm}^2$ en las estaciones 1, 2, 3, 6 y 7; a 25 m. de profundidad se observa en todas las estaciones excepto en la 7, una disminución entre -0.02 kg/cm^2 y -0.37 kg/cm^2 .

T A B L A II.d

| ESTACIONES PIEZOMETRICAS | EP - 1 | EP - 2 | EP - 3 | EP - 4 | EP - 5 |
|-----------------------------|---|--------|--------|--------|--------|
| Profundidad (m) | Diferencias de la línea de presión hidrostática teórica y real (kg/cm^2) | | | | |
| 10 | -0.02 | -0.05 | -0.07 | -0.13 | +0.01 |
| 15 | +0.07 | +0.04 | +0.48 | -0.06 | -0.10 |
| 25 | -0.13 | -0.12 | -0.22 | -0.18 | -0.02 |

| | EP - 6 | EP - 7 | EP - 8 | EP - 9 |
|----|--------|--------|--------|--------|
| 10 | -0.10 | | +0.02 | -0.05 |
| 15 | +0.05 | +0.10 | -0.07 | -0.31 |
| 25 | -0.29 | +0.12 | | -0.37 |
| 35 | | | | -0.27 |
| 55 | | | | -2.19 |

Con las lecturas de los piezómetros se elaboraron las figuras II.w, II.x, II.y y II.z en las que se muestra las curvas de igual presión a 5 m., 10 m., 15 m. y 25 m. respectivamente, con respecto a un plano horizontal de comparación (P.H.C.) que se sitúa en la boca de la estación piezométrica 1.

En el tema 1 del capítulo segundo se hizo notar que el flujo del agua superficial tenía una tendencia a fluir del centro a la periferia del Palacio, sabiendo que el agua fluye de un lugar de mayor presión a otro de menor presión, lo anterior se puede comprobar analizando la figura II.w en donde las curvas de mayor presión real obtenidas por los piezómetros se localizan hacia el centro del Palacio y las de menor presión hacia la periferia del mismo, para una profundidad de 5 m. con respecto al P.H.C.

En las figuras II.x, II.y y II.z que registran las curvas de igual presión a 10 m., 15 m. y 25 m. de profundidad con respecto al P.H.C. respectivamente, se puede observar que ahora las curvas de mayor presión se localizan hacia la periferia y las de menor hacia el centro, teniéndose con esto que el flujo se invierte en estas profundidades, es decir, el flujo se tiene de la periferia hacia el centro del Palacio.

Con este criterio se hace la hipótesis que el agua forma un ciclo en el subsuelo de la zona del Palacio Nacional.

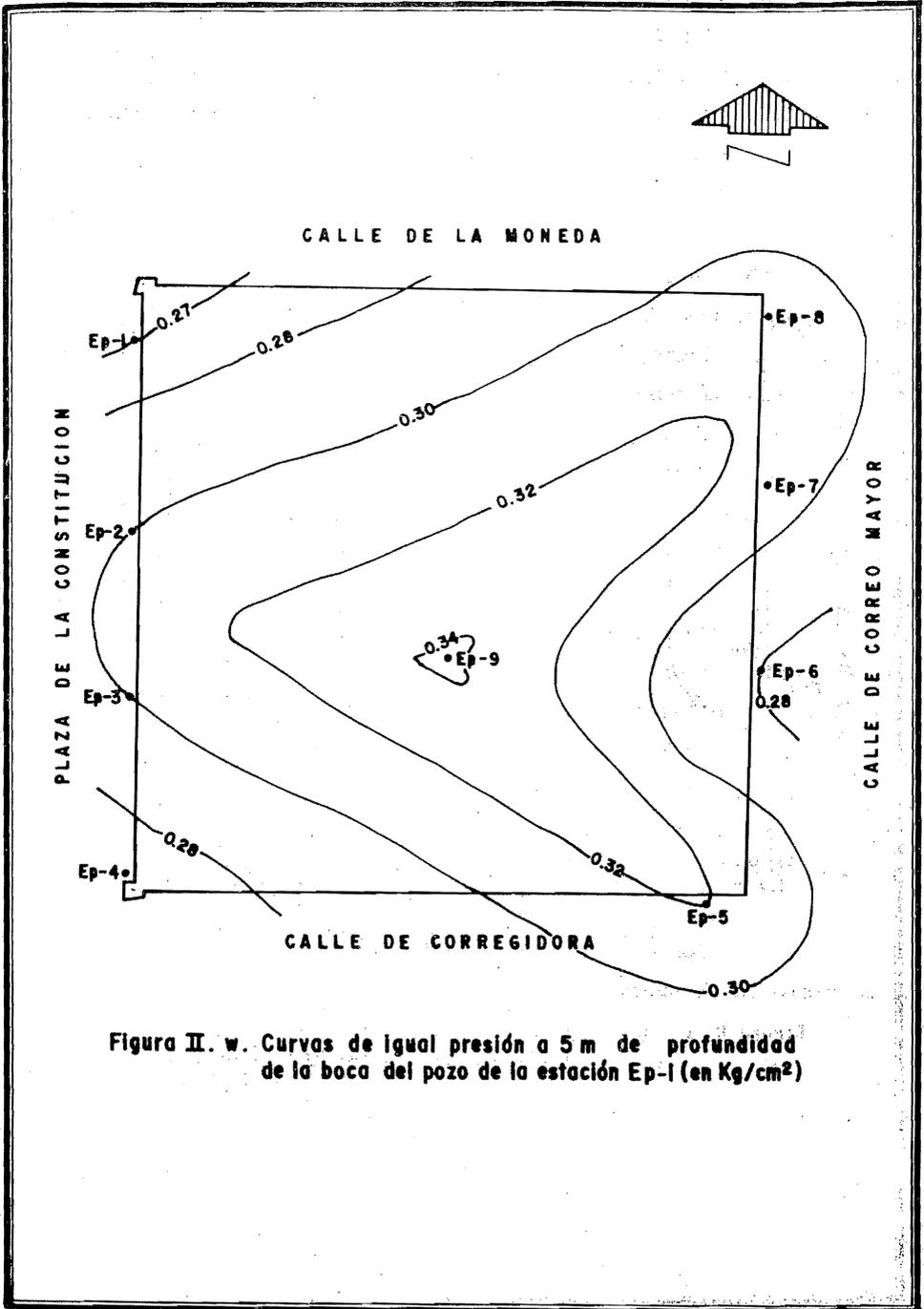


Figura II. w. Curvas de igual presión a 5 m de profundidad de la boca del pozo de la estación Ep-1 (en Kg/cm²)

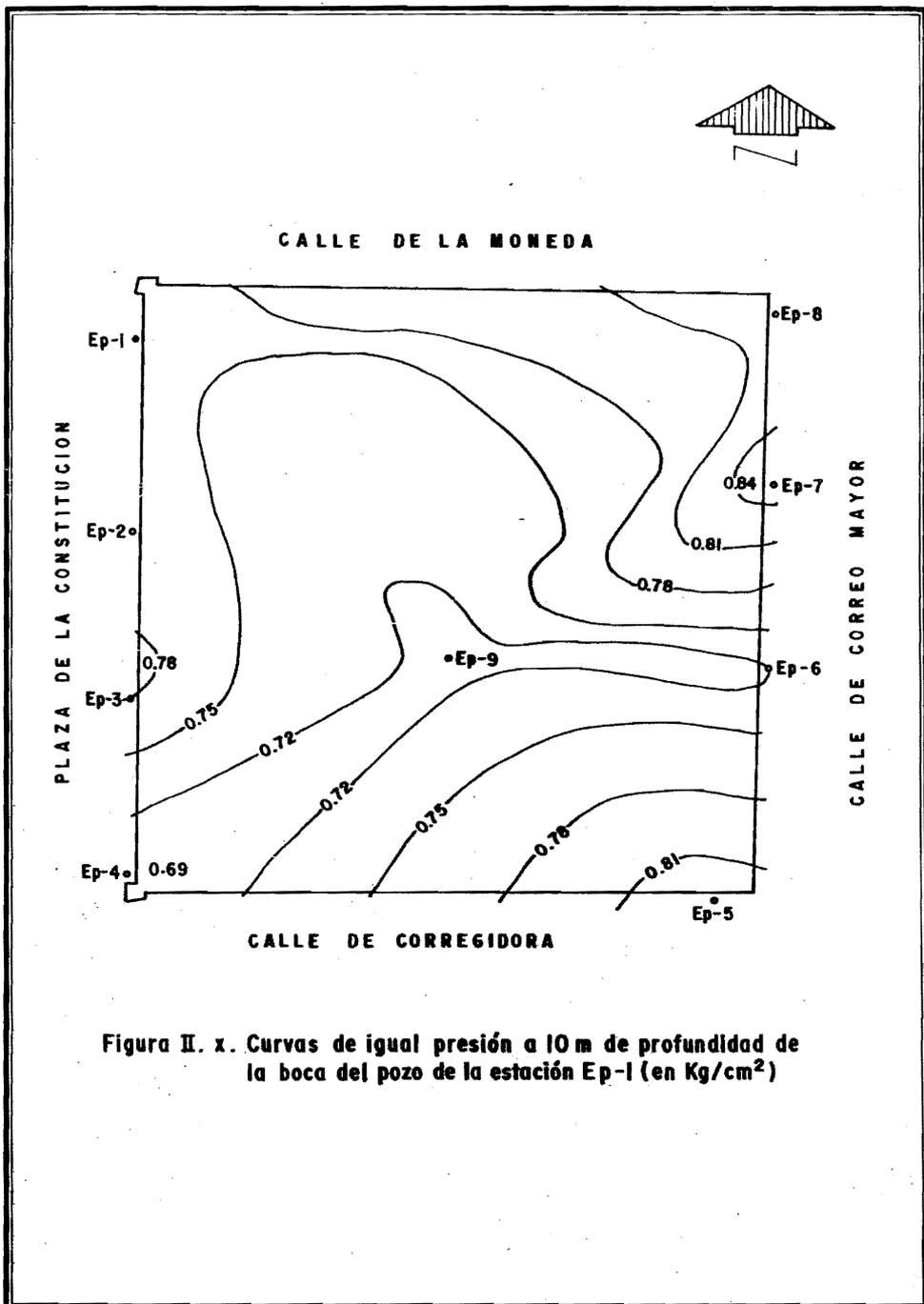


Figura II. x. Curvas de igual presión a 10 m de profundidad de la boca del pozo de la estación Ep-1 (en Kg/cm^2)

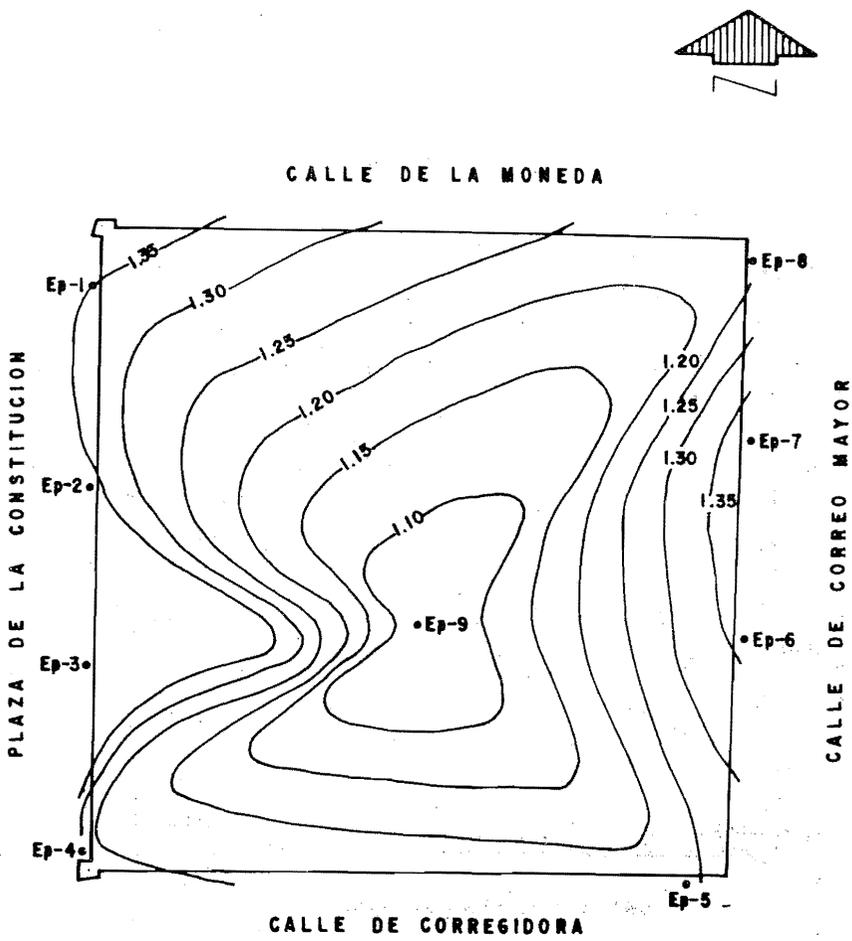


Figura II. y. Curvas de igual presión a 15 m de profundidad de la boca del pozo de la estación Ep-1 (en Kg/cm²)

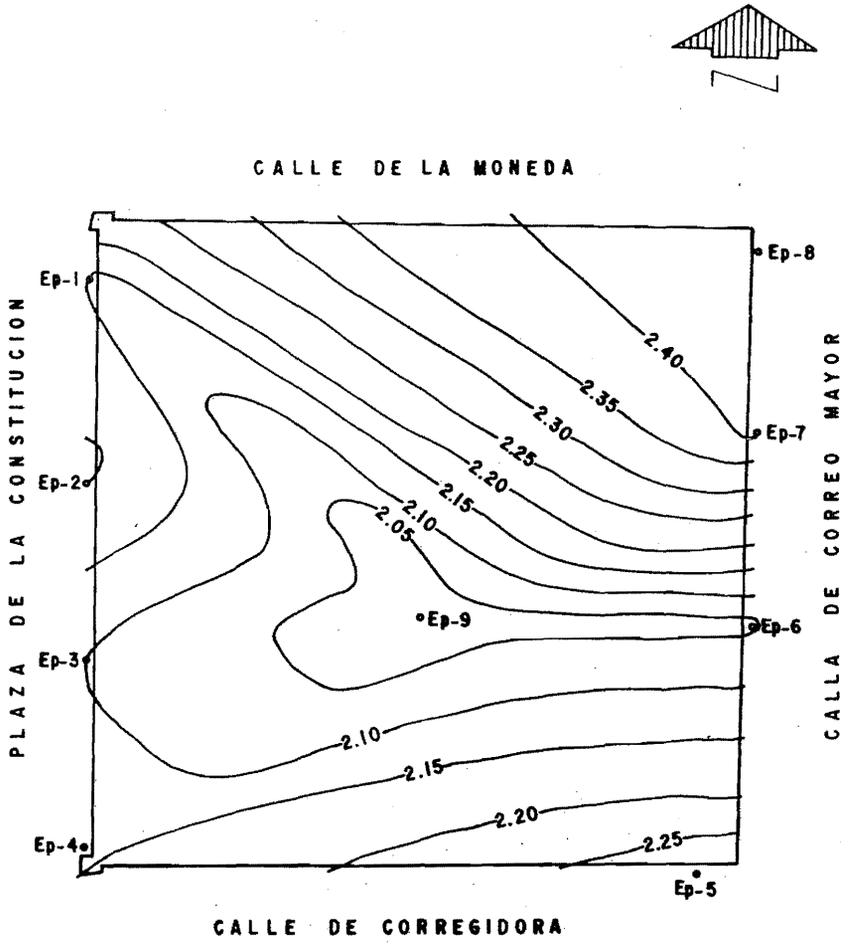


Figura II. z. Curvas de igual presión a 25 m de profundidad de la boca del pozo de la estación Ep-1 (en Kg/cm²)

- BIBLIOGRAFIA -

- (5) Palacio Nacional, Inyección de Agua a Presión en el Terreno de Apoyo, Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, - México 1977.
- (9) Piezómetro Neumático, Plan Texcoco, Secretaría de Recursos Hidráulicos, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., 1971.
- (10) T.H. Hanna; Foundation Instrumentation; Series on Rock and Soil Mechanics. Trans Tech Publications. U.S.A. 1973.

CAPITULO III

CAPITULO TERCERO

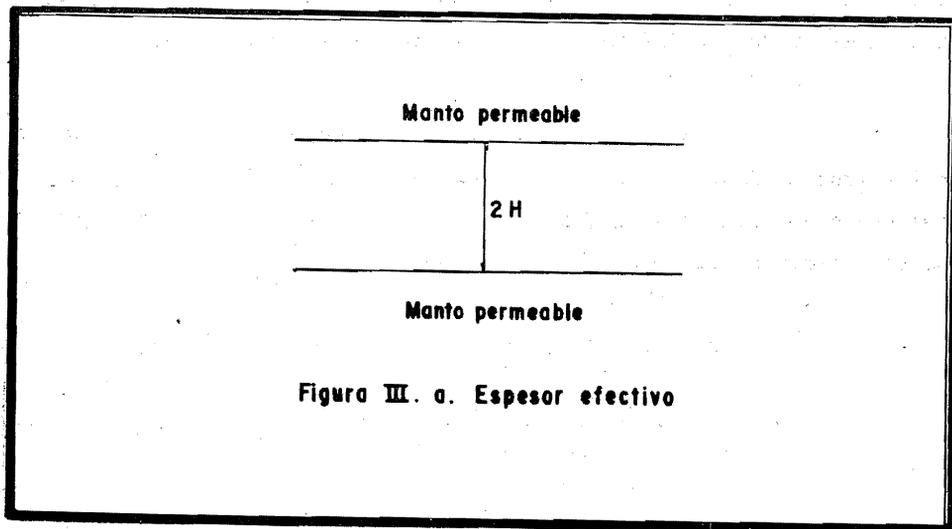
ASPECTOS TEORICOS

El problema de hundimientos diferenciales y totales en el Palacio Nacional se debe probablemente a diversos factores como son, el peso propio de la estructura, el hundimiento general del Valle, la construcción de obras vecinas y el fenómeno de consolidación secundaria. En el presente capítulo se analiza teóricamente cada uno de estos aspectos y su influencia en el problema propuesto.

TEMA 1

INFLUENCIA DEL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA

Para llegar a determinar el grado de consolidación primaria (U) en un suelo se puede recurrir al uso de la teoría de consolidación unidimensional, la cual implica que no existen deformaciones laterales sino únicamente en sentido vertical. Un aspecto importante es la rapidez con que se presentan estas deformaciones, la cual depende principalmente de 3 factores: de la permeabilidad del suelo, de la magnitud de la sobrecarga y de las condiciones de drenaje. En la zona del Palacio, como ya se sabe, se tiene la presencia de arenas en el subsuelo en función de las cuales se llega a determinar el espesor efectivo, que es la máxima trayectoria que el agua tiene que recorrer para abandonar el estrato, en este caso el estrato está drenado por ambas caras, superior e inferior, por lo cual el espesor efectivo es la mitad del real (Véase -- fig. (III.a)).



Debido a que el grado de consolidación es sólo función del factor tiempo (T), éste se determina con la fórmula tradicional:

$$T = \frac{Cv \cdot t}{H^2} \text{ ----- } \textcircled{1}$$

T --. Factor Tiempo

Cv--. Coeficiente de Consolidación

t --. Tiempo

H --. Espesor Efectivo

De la tabla II.b. se obtiene el valor de Cv correspondiente a la formación arcillosa superior, la cual predomina en el hundimiento, el valor resulta $0.777 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg}$.

Como se hizo notar en el tema 2 del capítulo primero, los primeros tres niveles del Palacio Nacional se construyeron hace 437 años, el cuarto nivel hace 49 años, debido a que este último representa la décima parte de la edad total y la carga la cuarta parte del peso, se toma el tiempo de 437 años que es igual a $1.378 \times 10^{10} \text{ seg}$.

Para determinar el valor del espesor efectivo se buscó en los tres sondeos (Figs. II.c. , II.d. y II.e.) el máximo espesor real entre dos lentes de arena, éste fue de 9 m. aproximadamente por lo que el espesor efectivo resulta de 4.50 m.

Sustituyendo estos valores en la ecuación (1) se tiene:

$$T = \frac{0.777 \times 10^{-4} \times 1.378 \times 10^{10}}{450^2} \left(\frac{\text{cm}^2/\text{seg} \quad \text{seg.}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$T = 5.29$$

El valor de mv se determinó, del libro de Marsal y Mazari (1), para las arcillas del subsuelo de la Ciudad de México, con los datos $av_{\text{máx}} = 2 \text{ cm}^2/\text{kg}$. y $e_0 = 4.99$, la razón de utilizar estos datos es porque son representativos del tiempo en que se inició el hundimiento, utilizando la fórmula :

$$mv = \frac{av}{1 + e_0} \text{ --- --- --- } \textcircled{3}$$

En donde :

av --. Coeficiente de Compresibilidad

e_0 --. Relación de Vacíos inicial

Se tiene :

$$mv = \frac{2.00}{1 + 4.99} \left(\text{cm}^2/\text{Kg.} \right)$$

$$mv = 0.33 \text{ cm}^2/\text{Kg.}$$

El valor de Δp debido a la sobrecarga producida por la construcción actual equivale a una presión en la superficie del orden de $0.8 \text{ Kg}/\text{cm}^2$. Para obtener el valor medio de Δp se toma en cuenta el valor anterior y el correspondiente al punto del suelo en donde el efecto de la sobrecarga se considera despreciable ($0.1 \Delta p$).

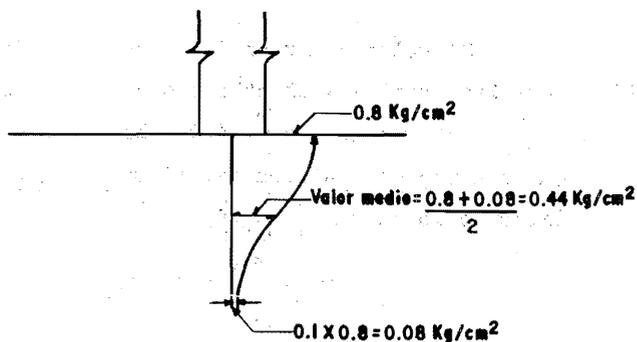


Figura III. b. Esfuerzos normales verticales debidos a la sobrecarga.

De la figura III. b. se observa que el valor medio de Δp es de 0.44 Kg/cm^2 .

En lo que toca al valor de H se consideró el siguiente procedimiento, se comienza por calcular el valor de la carga "p" -- del muro por metro lineal (véase fig. III. c) en donde se supone un ancho "b" de 1 m. para el muro, una altura "h" de 22 m. y un peso volumétrico " γ " del material que la forma de 2.1 ton/m^3 , cabe hacer la consideración que no se descuentan ventanas ni puertas.

$$P = \gamma \cdot h \cdot b \text{ ----- (4)}$$

Sustituyendo los valores :

$$P = 2.1 \times 22 \times 1 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot \text{m} \cdot \text{m} \right]$$

$$P = 46.2 \text{ ton/m}$$

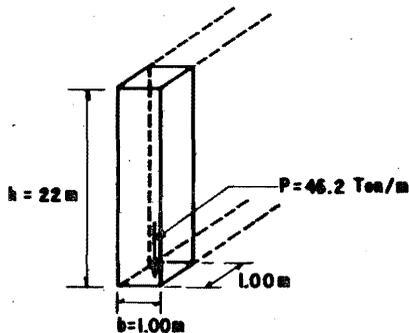


Figura III. c. Modelo de un muro del Palacio Nacional para determinar la carga "P" del muro por metro lineal.

Tomando esta carga a lo largo de una longitud "l" de 200 m. que corresponde a la fachada de Plaza de la Constitución, el peso "w" del muro resulta:

$$w = P \cdot l \quad \text{--- ⑤}$$

$$w = 46.2 \times 200 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot \text{m} \right]$$

$$w = 9240 \text{ ton.}$$

Dividiendo el valor de "w" entre " Δp " se obtiene - el área teórica "A" de apoyo del cimiento del muro:

$$A = \frac{w}{\Delta P} \quad \text{--- ⑥}$$

$$A = \frac{9240}{8} \left[\frac{\text{ton}}{\text{ton/m}^2} \right]$$

$$A = 1155 \text{ m}^2$$

Sabiendo por otro lado que el área "A" es igual al -- producto de la longitud "l" por la base "B" se tiene :

$$A = l B \text{ --- --- --- --- --- } \textcircled{7}$$

Despejando B :

$$B = \frac{A}{l}$$

$$B = \frac{1155}{200} \left[\frac{\text{m}^2}{\text{m}} \right]$$

$$B = 5.77 \text{ m}$$

Prácticamente el valor del espesor compresible del estrato compresible "H" se considera 2.5 veces el valor de "B".

$$H = 2.5 B \left[\text{m} \right]$$

$$H = 2.5 \times 5.77$$

$$H = 14.42 \text{ m} = 1442 \text{ cm}$$

Sustituyendo los valores de mv, Δp y H en la ecuación 2 se obtiene el valor del hundimiento producido por la estructura ---- (ΔHe) :

$$\Delta H_e = mv \cdot \Delta p \cdot H \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot \text{cm} \right]$$

$$\Delta H_e = 0.33 \times 0.44 \times 1442$$

$$\Delta H_e = 209 \text{ cm} = 2.09 \text{ m}$$

Como se puede ver el hundimiento producido por el peso propio de la estructura tiene una magnitud del orden de dos metros.

TEMA 2

INFLUENCIA DEL HUNDIMIENTO GENERAL DEL VALLE

El hundimiento general del Valle de México, como ya se indicó en el tema 4 del capítulo primero, ha sido causado fundamentalmente por extracción de agua mediante bombeo, produciéndose un abatimiento de la presión en ella; esta situación no se ha presentado en la misma magnitud en todos los puntos por lo que se piensa que sea un factor importante en la presencia de hundimientos diferenciales en el Palacio Nacional.

Hay diversas circunstancias que dificultan la aplicación de las teorías para interpretar el hundimiento de la Ciudad: la notable variación en las propiedades mecánicas del subsuelo así como la estratigrafía del mismo dentro del área urbana, los diferentes estados piezométricos causados tanto por el bombeo como por la alimentación de agua a los estratos permeables que se presentan según la zona que se analiza.

Aplicando la teoría desarrollada por el Dr. Nabor Carrillo (2), para determinar la disminución de presión en el agua necesaria para provocar los hundimientos registrados, se tiene :

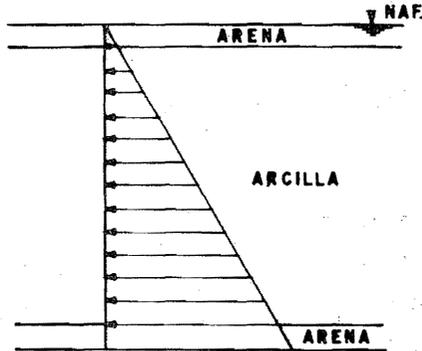


Figura III. d. Manto ideal de arcilla suave confinado entre dos mantos de arena.

Se considera un manto ideal de arcilla blando confinado entre dos mantos de arena con el NAF. en la superficie superior del suelo (Véase fig. III.d).

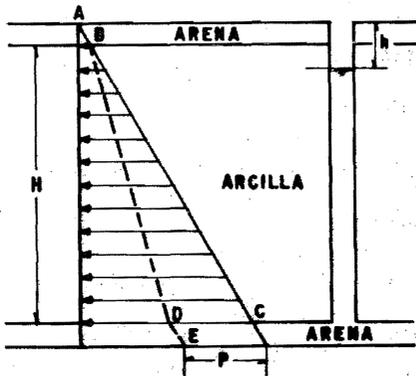


Figura III. e. Desminución de presión "p" en el manto arenoso inferior.

Se supone ahora que una disminución rápida de presión - "p", por ejemplo a causa de un bombeo, se induce en el manto arenoso inferior (Véase fig. III.e), originándose un flujo de agua hacia abajo en la arcilla que ocasiona una distribución final de presiones en el agua A, B, D, E.

El incremento medio en la presión efectiva en la arcilla es :

$$\bar{p} = \frac{p}{2} = \frac{\gamma_w h}{2} \text{ ----- } \textcircled{8}$$

Se tiene también la siguiente expresión :

$$\frac{\lambda}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e_o} = \frac{av \bar{p}}{1 + e_o} \text{ ----- } \textcircled{9}$$

Sustituyendo 8 en 9 :

$$\frac{\lambda}{H} = \frac{av \gamma_w h}{2 (1 + e_o)} \text{ ----- } \textcircled{10}$$

en donde :

λ --. Asentamiento final.

H --. Espesor del Estrato Arcilloso

av --. Coeficiente de compresibilidad en la arcilla

γ_w --. Peso volumétrico del agua

h --. Disminución de carga de presión del agua

e_o --. Relación de vacíos inicial en la arcilla

e_o y av se suponen constantes con la profundidad.

Despejando λ de 10, el valor del asentamiento final es:

$$\lambda = \frac{av \gamma_w h H}{2 (1 + e_o)} \text{ ----- } \textcircled{11}$$

Analizando ahora la teoría de Consolidación Unidimensional de Terzaghi se tiene :

$$t_{50} = \frac{0.2 H^2}{C_v} ; H^2 = t_{50} C_v 5 ; H = \sqrt{5 t_{50} C_v} \text{ ----- } (12)$$

En donde :

t_{50} -. Tiempo necesario para el 50% de consolidación

$$C_v \text{ -. Coeficiente de consolidación ; } C_v = \frac{K (1+e_0)}{a_v \gamma_w} \text{ ----- } (13)$$

K -. Coeficiente de Permeabilidad

Despejando "av" de la ecuación 13 :

$$a_v = \frac{K (1+e_0)}{C_v \gamma_w} \text{ ----- } (14)$$

Sustituyendo 12 y 14 en 11, el asentamiento total en un tiempo "t" queda:

$$\lambda t = \frac{\sqrt{5}}{2} \frac{K h}{\sqrt{C_v}} \sqrt{t} \text{ ----- } (15)$$

Tomando Diferenciales :

$$d \lambda t = \frac{\sqrt{5}}{2} \frac{K}{\sqrt{C_v}} dh \sqrt{t} \text{ ----- } (16)$$

Se supone una disminución de carga de presión uniforme h :

$$h = Bt \text{ ----- } (17)$$

Sustituyendo 17 en 16 e integrando :

$$\left(d \lambda_t = \frac{\sqrt{5}}{2} \frac{K}{\sqrt{Cv}} \right) dBt \sqrt{t} \quad B, K, \sqrt{Cv} = \text{constante}$$

$$\lambda_t = \frac{\sqrt{5} KB t \sqrt{t}}{3 \sqrt{Cv}} \quad \text{-----} \quad (18)$$

Se considera el caso de "m" mantos acuíferos cada uno de los cuales está confinado en ambos lados por arcillas compresibles y todos reducen su presión hidrostática simultáneamente. Siendo B_1, B_2, \dots, B_m las respectivas disminuciones de carga de presión por unidad de tiempo en los mantos acuíferos y teniéndose el caso simple en el que $B_1 = B_2 = \dots = B_m$, el asentamiento total en el instante "t" es :

$$\lambda_t = \frac{2\sqrt{5}}{3 \sqrt{Cv}} mK Bt \sqrt{t} \quad \text{-----} \quad (19)$$

Sustituyendo la ecuación 17 en la 19 :

$$\lambda_t = \frac{2 \sqrt{5}}{3 \sqrt{Cv}} m K h \sqrt{t} \quad \text{-----} \quad (20)$$

En donde :

λ_t = hundimiento al cabo de t

t = tiempo transcurrido desde que se disminuyó la presión del agua.

En este caso particular se analizarán los puntos correspondientes a las esquinas de Plaza de la Constitución-Moneda y Corregidorra-Correo Mayor.

Con respecto a la esquina Plaza de la Constitución-Moneda se puede aceptar que el hundimiento "Δ Hev", producido por el peso propio de la estructura y el hundimiento general de Valle, desde 1937 -- (año en que se intensificó el bombeo) hasta 1976, es de 550 cm. (véase fig. I.f.). Para obtener el hundimiento "λ t" del Palacio debido al hund

dimiento general del Valle se le resta al valor anterior el correspondiente a " ΔH_e " causado por el peso propio de la estructura, así se tiene :

$$\lambda t = \Delta H_{ev} - \Delta H_e \quad \left[\text{cm} - \text{cm} \right]$$

$$\lambda t = 550 - 209$$

$$\lambda t = 341 \text{ cm.}$$

El tiempo "t" en segundos de 1937 a 1976 resulta de 1.23×10^9 segundos.

Para obtener el valor de Cv se recurrió al "sondeo 2" (fig. II.d.) que se encuentra en la misma esquina. El valor promedio es de $0.5425 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg.}$

De la misma figura II.d. se determinó el número de estratos permeables con un valor de diez.

En lo que respecta al valor "K", el promedio calculado resulta de $0.273 \times 10^{-8} \text{ cm}/\text{seg.}$

Despejando "h" de la fórmula (20) se tiene :

$$h = \frac{3}{2} \frac{\sqrt{Cv} \lambda t}{\sqrt{5} \text{ mk} \sqrt{t}} \quad \text{--- (21)}$$

Sustituyendo los valores en (21) :

$$h = \frac{3}{2} \frac{\sqrt{0.5425 \times 10^{-4}} \times 341}{\sqrt{5} \times 10 \times 0.273 \times 10^{-8} \times \sqrt{1.23 \times 10^9}} \left[\frac{\sqrt{\text{cm}/\text{seg} \text{ cm}}}{\text{cm}/\text{seg} \sqrt{\text{seg}}} \right]$$

Finalmente :

$$h = 0.1760 \times 10^4 \text{ cm} = 17.60 \text{ m.}$$

Por lo que la disminución de presión en el suelo es :

$$p = 17.60 \text{ m} \times 1 \text{ ton/m}^3 = 17.60 \text{ ton/m}^2 = 1.760 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo que toca a la esquina de Corregidora - Correo Mayor se utilizó el "sondeo 3" localizado en esta esquina y con el mismo procedimiento anterior se obtuvieron los valores siguientes:

$$C_v = 0.9004 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

$$\alpha = 0.447 \times 10^{-8} \text{ cm/seg.}$$

$$m = 13$$

Para determinar el ΔH_{ev} correspondiente a esta esquina, de la cual no se tiene registros de nivelaciones, se dibujó la curva de hundimientos (véase fig. I.f.) con el criterio de que en el año de 1898 se tenía el mismo origen para las cuatro esquinas, el hundimiento en el año de 1976 se obtuvo relacionando las nivelaciones de la figura I.g. - entre las esquinas Plaza de la Constitución - Moneda y Corregidora - Correo Mayor resultando ésta última 85 cm. más hundida que la primera, en base a los datos anteriores se trazó la curva siguiendo la configuración de la correspondiente a la esquina Plaza de la Constitución - Moneda considerando que los hundimientos en ambas esquinas han sido similares.

El valor ΔH_{ev} resultante es de 635 cm., para obtener λt se restó a este valor el correspondiente a ΔH_e causado por el peso propio de la estructura, resultando :

$$\lambda t = \Delta H_{ev} - \Delta H_e \quad [\text{cm} - \text{cm}]$$

$$\lambda t = 635 - 209$$

$$\lambda t = 426 \text{ cm.}$$

El tiempo "t" considerado corresponde al mismo lapso - de 39 años, o sea, 1.23×10^9 seg.

Sustituyendo los valores en la ecuación 21 :

$$h = \frac{3}{2} \frac{\sqrt{0.9004 \times 10^{-4}} \times 426}{\sqrt{5} \times 13 \times 0.447 \times 10^{-8} \times \sqrt{1.73 \times 10^9}} \left[\frac{\sqrt{\text{cm/seg} \cdot \text{cm}}}{\text{cm/seg} \cdot \sqrt{\text{seg}}} \right]$$

$$h = 0.1330 \times 10^4 \text{ cm} = 13.30 \text{ m.}$$

La disminución de presión en este caso resulta :

$$P = 13.30 \text{ m.} \times 1 \text{ ton/m}^3 = 13.30 \text{ ton/m}^2 = 1.33 \text{ kg/cm}^2$$

Para que se haya llegado a producir el hundimiento medio de 3.94 m. en la zona del Palacio Nacional debido al hundimiento general del Valle se tuvo que haber producido teóricamente una disminución de presión en el agua del subsuelo de 15.45 ton/m^2 , que corresponde al promedio de los resultados obtenidos en las esquinas antes mencionadas.

Analizando las lecturas piezométricas registradas en últimas fechas, tanto en los piezómetros neumáticos como en los abiertos ó de Casagrande, se tiene un abatimiento de presión promedio de 1.78 ton/m^2 a 25 m. de profundidad.

Si el abatimiento de presión en el agua llegó a tener un valor de 15.45 ton/m^2 y en la actualidad sólo registra 1.78 ton/m^2 - la recuperación ha sido de 13.67 ton/m^2 lo que equivale a decir que la presión se ha recuperado en un 88.48%.

TEMA 3

INFLUENCIA DE OBRAS VECINAS EN EL HUNDIMIENTO DEL PALACIO

Otra de las causas por las cuales se llega a presentar el hundimiento puede ser por la construcción de obras vecinas, lo que produce a su vez una variación en la presión en el agua del subsuelo.

Entre las obras que se pueden considerar de mayor importancia están la construcción del Metro en la inmediata vecindad del Palacio y la del Colector en la Calle de Moneda.

Como ya se analizó en el tema 3 del capítulo primero, los asentamientos diferenciales y totales sufridos por el Palacio durante la excavación de las obras del Metro fueron considerables si se tiene en cuenta el tiempo relativamente corto en que se produjeron, de donde se puede concluir que para que se generaran tales asentamientos tuvo que ocurrir un flujo de agua hacia el exterior del Palacio, o sea hacia el Metro, y en consecuencia una disminución de la presión en la misma.

En lo referente al Colector como ya se examinó en el tema 3 del capítulo primero, si se llega a tener un flujo de agua del suelo hacia el interior del tubo se puede presentar una disminución de presión en esa agua, pero debido a que no existe ningún vestigio de agrietamiento sobre el pavimento a lo largo de la calle de la Moneda, su influencia se puede considerar despreciable, este es el único factor que puede considerarse pues no existen datos de nivelaciones efectuadas durante la construcción del colector.

Probablemente la construcción de otras obras estructu-

rales en 1967 sobre la calle de Correo Mayor y en 1972 en la proximidad de la esquina Corregidora - Correo Mayor, pudieron provocar en un principio un incremento en la presión del agua, pero al fluir ésta se indujo posiblemente un proceso de hundimientos en esa zona.

TEMA 4

CONSOLIDACION SECUNDARIA

La consolidación secundaria es conocida en Mecánica de Suelos como el efecto de una deformación que se produce en el suelo una vez que el agua gravitacional ha sido expulsada de los poros de la estructura del mismo suelo. Este fenómeno puede ser interpretado como un flujo viscoso producido por el deslizamiento relativo de las partículas de la estructura del suelo, tal que el valor de la deformación va disminuyendo con el tiempo motivando que el material tienda a un estado más consistente para adaptarse a la nueva condición de carga.

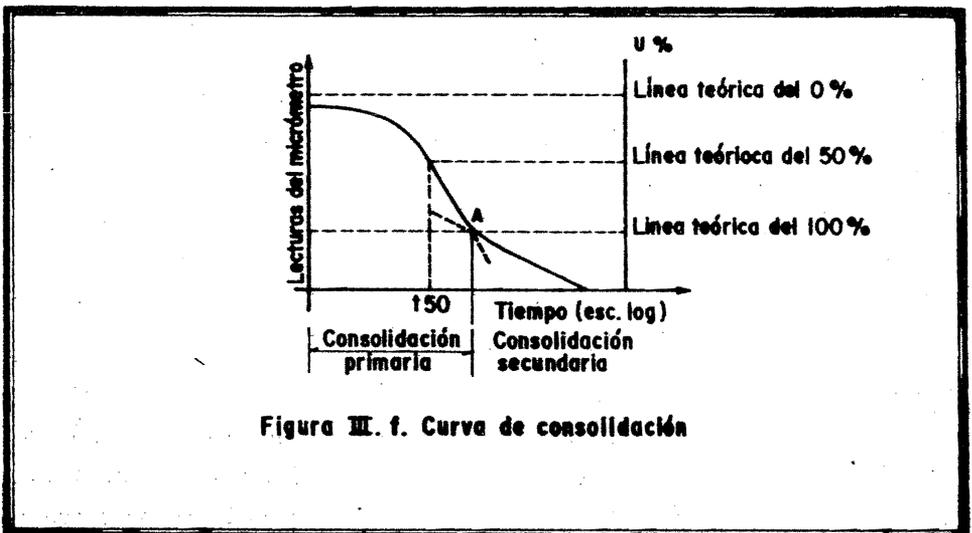


Figura III. f. Curva de consolidación

En la gráfica de consolidación indicada en la figura III.f se observan con toda claridad dos tramos, el primero tiene la forma clásica de la relación $U - T$ dada por el desarrollo de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi, donde U es el grado de consolidación y T el factor tiempo, y el segundo tramo es una línea recta, lo que implica una deformación proporcional al logaritmo del tiempo. Se ha

convenido en considerar que el primer tramo, que obedece la teoría de Terzaghi, corresponde a la consolidación primaria, mientras que el segundo es la llamada consolidación secundaria. Se piensa que realmente ambas se generan desde un principio, sólo que en el primer tramo es definitivamente más importante la consolidación primaria y en el segundo la secundaria.

Para determinar el punto a partir del cual comienza el trazo de consolidación secundaria, que corresponde al 100% de la primaria, se utiliza entre otros el procedimiento empírico de A. Casagrande.

En la gráfica de consolidación, la secundaria empieza en un punto "A" obtenido como la intersección de la prolongación del tramo recto y la tangente a la parte curva en su punto de inflexión.

Con el objeto de tener una idea acerca de la importancia de la consolidación secundaria en el suelo de apoyo del Palacio Nacional se tomó una muestra inalterada del suelo arcilloso y se sometió a un incremento de presión semejante al ejercido por el peso propio de la estructura del Palacio. Se obtuvo así la gráfica de compresibilidad que se indica en la figura III.g. y la de consolidación dada en la figura III.h. Respecto a la primera se puede hacer la observación de que prácticamente el 87% de la deformación total ocurrió en las primeras 24 horas, es decir, el suelo experimentó su mayor deformación volumétrica en esas 24 horas. De la segunda se puede concluir que la forma clásica de consolidación primaria abarca hasta los 39.6 días (57,000 minutos) y que hasta los 45 días (64,800 minutos) seguía la consolidación secundaria definida por el tramo recto pero con una pendiente definitivamente menor a las que se tienen en el resto de la curva, lo que lleva a la conclusión importante de que aparentemente la consolidación secundaria no es el factor fundamental en el hundimiento que se genera en el Palacio.

En la estructura del Palacio Nacional se han colocado

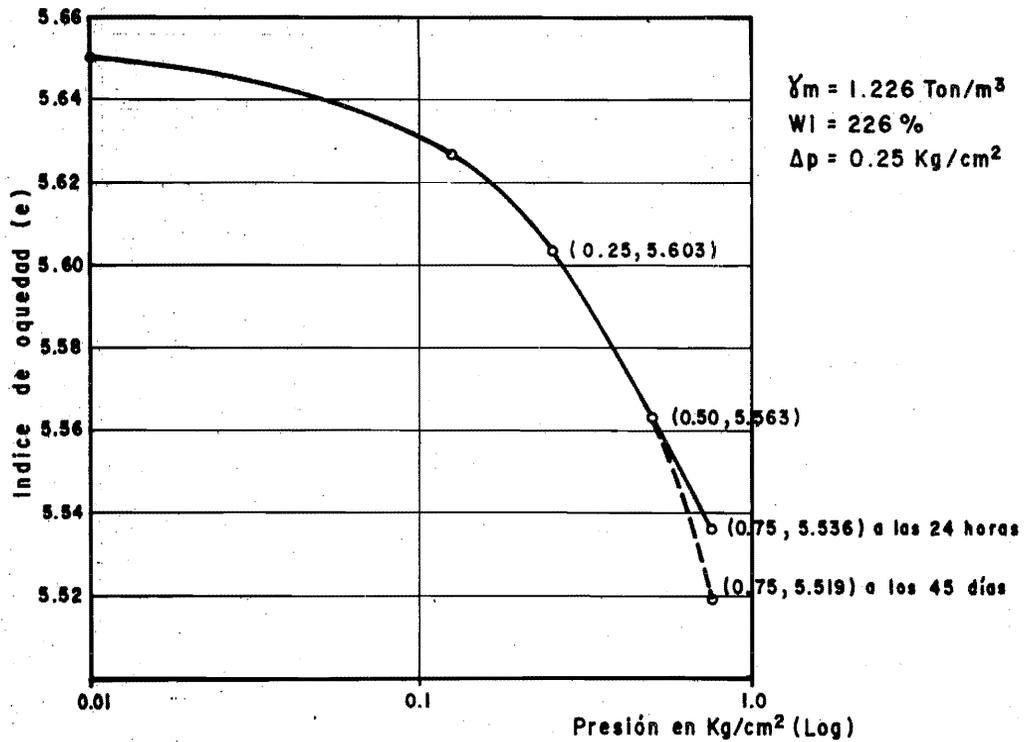


Figura III. g. Gráfica presión - oquedad

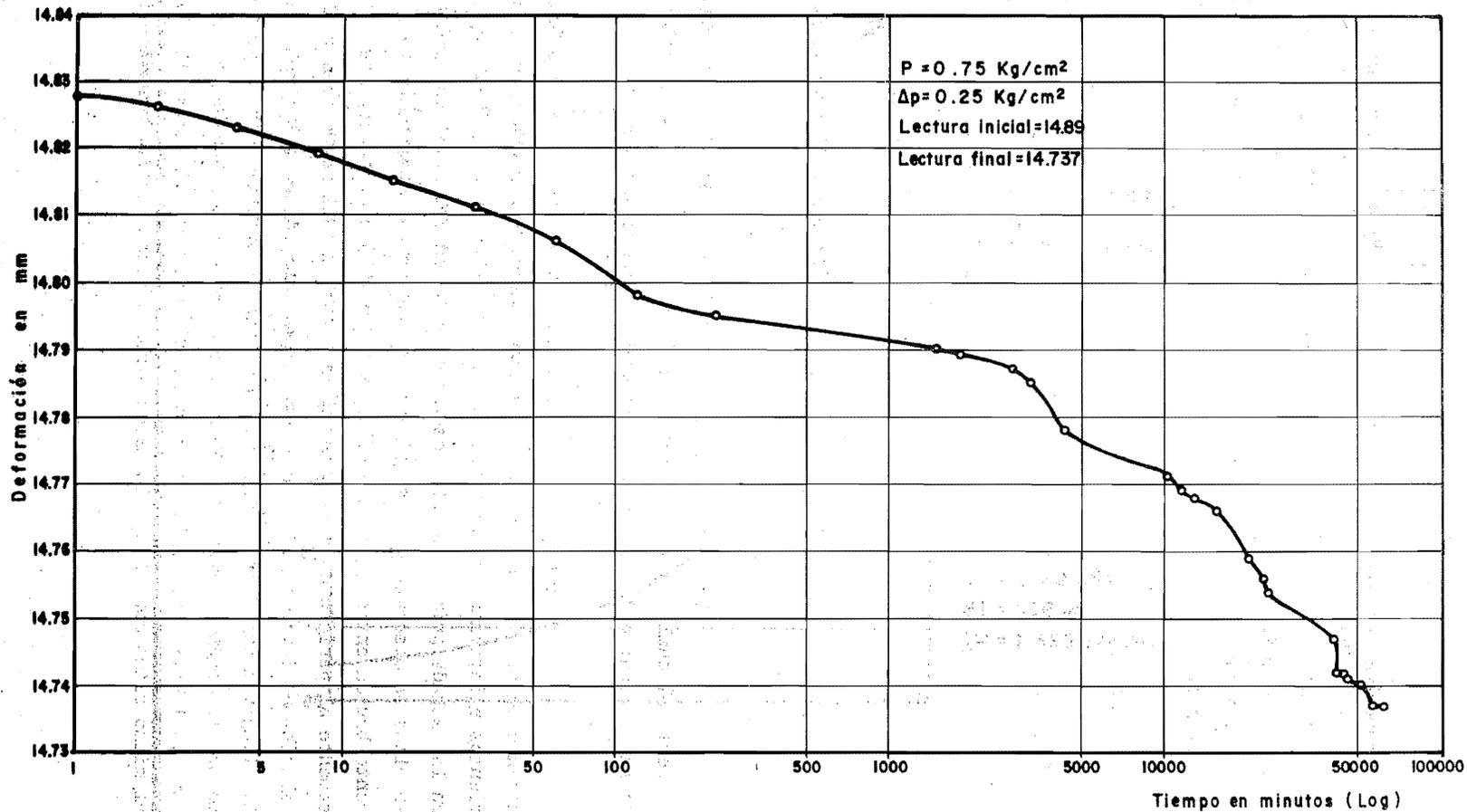


Figura III. h. Gráfica tiempo - deformación

una serie de puntos de control superficial con el objeto de conocer la evolución de la estructura en cuanto a sus movimientos. En la figura III.i se indican gráficamente los resultados obtenidos para 6 de los puntos que se supone son representativos de las diferentes zonas del Palacio.

Así se tiene ;

| PUNTO | REPRESENTATIVO DE : |
|-------|----------------------------------|
| 6 | Centro del Palacio |
| 2,5,7 | Fachada principal |
| 3,4 | Fachada posterior (Correo Mayor) |

En primer lugar, es conveniente comentar que el banco respecto al cual se hacen las mediciones es uno superficial localizado en la esquina de las calles de Moneda y Licenciado Verdad.

Se tiene así que la zona central del Palacio prácticamente no se mueve mientras que la zona perimetral experimente hundimientos relativamente importantes. Así, los puntos 2,5 y 7 que quedan en la fachada principal prácticamente se mueven con la misma rapidez, en ellos se observa que las gráficas acusan una deformación relativamente brusca entre Mayo de 1967 y Junio de 1970 que corresponde precisamente al período de construcción de las obras del Metro frente al Palacio. Es interesante anotar, que según las gráficas, los hundimientos llegan a ser hasta de 94 mm. en 4 meses y durante todo el período de construcción alcanzaron valores hasta de 15 cm.; terminadas las obras del Metro los puntos se siguieron hundiendo prácticamente con el mismo ritmo con el que lo hacen otros alojados en la fachada prin-

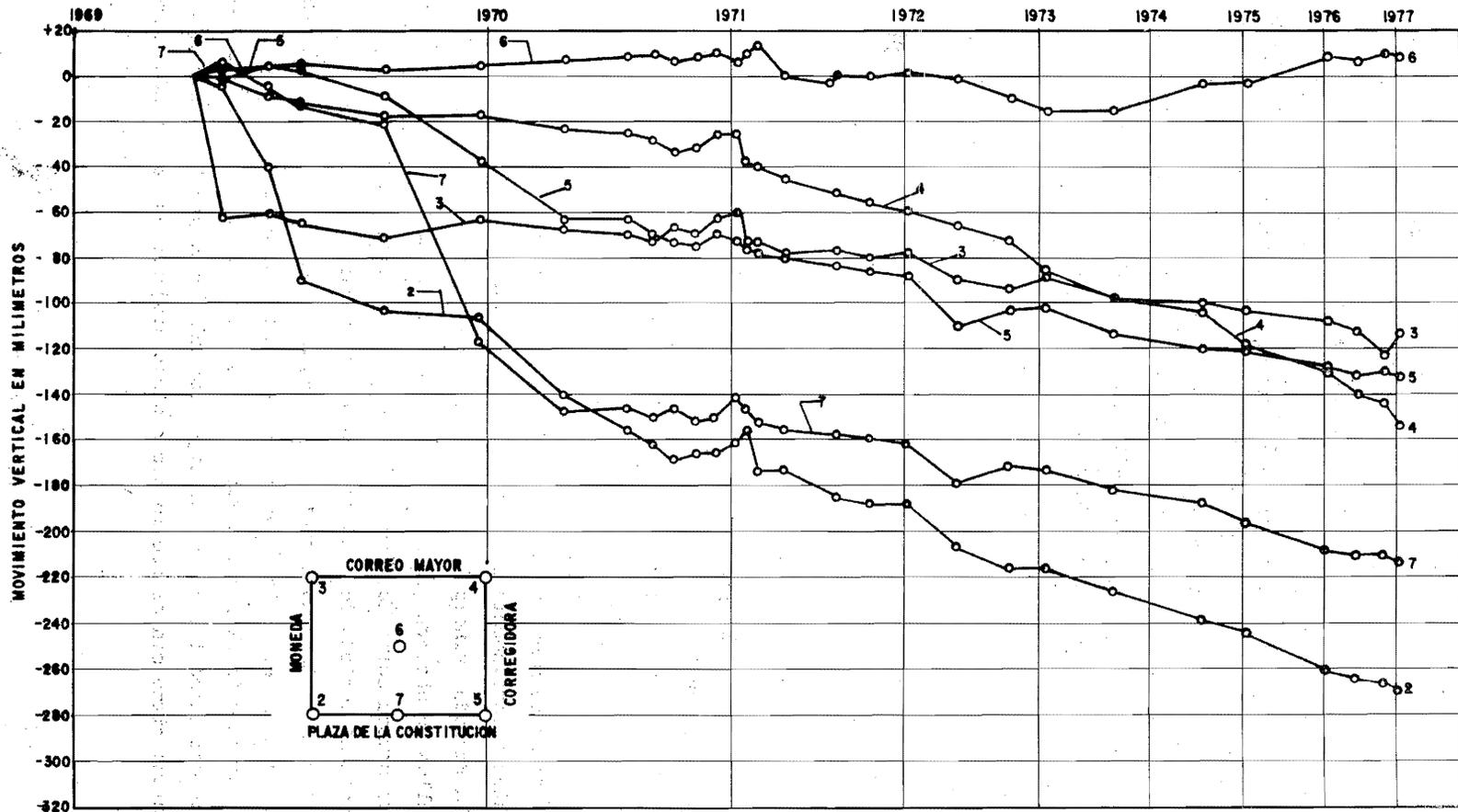


Figura III. i PUNTOS DE CONTROL 2,3,4,5,6 y 7
PALACIO NACIONAL

cipal, tales como el 3 y el 4.

La forma de las curvas hundimiento-tiempo no permite determinar si se está en consolidación primaria o secundaria, pero de acuerdo a lo anotado en los párrafos precedentes se puede escribir -- que lo más probable es que el hundimiento que ahora se genera en el Palacio Nacional corresponda a una deformación volumétrica del suelo generada por un proceso de consolidación primaria.

- BIBLIOGRAFIA -

- (1) Marsal, R.J. y Mazari, M.; El Subsuelo de la Ciudad de México, - Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., 1969, 2 vols., 2da. edición.
- (2) Carrillo N.; El Hundimiento de la Ciudad de México y Proyecto -- Texcoco; Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México 1969.
- (11) Zeevaert, Leonardo; Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions; Van Nostrand Reinhold Company; New York 1972.
- (12) Juárez Badillo E., Rico Rodríguez A., Mecánica de Suelos, Tomo I, Tercera Edición, Editorial Limusa, México 1975.
- (13) Serie de Ejercicios de Mecánica de Suelos Teórica, Facultad de - Ingeniería, U.N.A.M., México 1970.

CAPITULO IV

CAPITULO CUARTO

ANALISIS DE POSIBLES SOLUCIONES

En la Ingeniería siempre se tienen varias alternativas para solucionar un problema, pero por lo general el ingeniero se inclina a escoger aquella que satisfaga los requisitos de economía y seguridad.

Como ya se ha establecido a través de los capítulos anteriores, el problema a solucionar es el de hundimientos totales y --diferenciales que se producen en el Palacio Nacional, de no darle su --debida importancia y llegar a un posible resultado, se originarían problemas de índole social, económico, urbanístico e inclusive estético.

En el presente capítulo se estudian varias alternativas desde el punto de vista económico y funcional, de donde se escogerá la más acorde a estos puntos.

TEMA 1

SOLUCION A BASE DE POZOS PROFUNDOS (15)

Como ya se sabe, la consolidación de la capa arcillo sa superior sobre la cual se apoya gran parte de la Ciudad se debe no sólo a la extracción de agua de pozos superficiales sino también a la reducción de la presión producida por el bombeo de las capas más profundas.

Se cree que disminuyendo la extracción actual a $2.5 \text{ m}^3/\text{seg}$ se obtendría un equilibrio entre la alimentación natural y la extracción, aparentemente con esta medida se impediría una mayor reducción de la presión y el hundimiento de la Ciudad llegaría a ser imperceptible, pero mientras no se cuente con nuevas cantidades suficientes de agua, el bombeo dentro de la Ciudad tendrá que continuar con las graves consecuencias ya conocidas.

El reducir la extracción a $2.5 \text{ m}^3/\text{seg}$ traería grandes problemas para el abastecimiento ya que el gasto obtenido por este medio representa actualmente el 27% de la demanda total.

De aquí que una posible solución sea la de profundizarse hasta los mantos acuíferos que se supone existen hacia abajo indefinidamente hasta llegar al fondo del Valle con una calidad de agua aceptable y con un potencial semejante al de los acuíferos superiores. La profundidad a la cual llegarían estos pozos fluctuaría entre los 600 m. y 800 m. sellando adecuadamente sus paredes para evitar la extracción de agua de los acuíferos suprayacentes.

La consolidación que se pudiera presentar por este bombeo requeriría de un lapso de tiempo muy largo durante el cual se realizarían las obras necesarias para traer agua del exterior de la

cuencia.

Al poner en funcionamiento el sistema de pozos profundos se clausuraría el sistema de pozos de la metrópoli que se tienen actualmente en funcionamiento, con lo que se obtendría una recuperación de la presión hidrostática y como consecuencia se frenarían no tan solo los hundimientos del Palacio Nacional sino también los de la Ciudad de México.

Esta solución como se ve, probablemente resolvería los problemas de hundimiento del Valle de México, sin embargo, el objetivo es evitar los hundimientos únicamente en la zona del Palacio, por lo que esta medida no es aplicable, además no responde a los objetivos planteados, porque resulta antieconómico perforar pozos a profundidades tan grandes mientras se buscan otras fuentes de abastecimiento, que también resultarían a un elevado costo debido a que se tiene que sustituir el gasto que actualmente se extrae de los pozos de la Ciudad.

TEMA 2

SOLUCION POR MEDIO DE REALIMENTACION ARTIFICIAL (15)

La realimentación artificial se ha considerado desde hace tiempo como un sistema para evitar el desequilibrio del agua en el subsuelo de la Capital.

Este procedimiento consiste en la perforación de pozos de absorción a una profundidad que depende de las características geohidrológicas que prevalecen inmediatamente debajo del estrato impermeable superior con el objetivo de alimentar el primer acuífero principal, esta alimentación se hace por medio de los caudales provenientes de escurrimientos, los cuales se envían a un tanque sedimentador y de éste, a través de un filtro de arena, pasan a una caja distribuidora en donde se controla el volúmen enviado a cada uno de los pozos. Para que sea posible efectuar esta operación se tendría que contar con grandes cantidades de agua para conducir las al subsuelo, esta maniobra se tendría que realizar principalmente en la época de lluvias que es cuando hay excedentes de este líquido.

Las experiencias obtenidas en la construcción de varios pozos de absorción en la zona de Mixcoac, en el año de 1956, muestran buenos resultados. Técnicamente no se tienen grandes dificultades para llevar a cabo este sistema, el problema consiste en el volúmen de agua potencialmente disponible.

Para solucionar el problema de hundimiento del Palacio Nacional se colocarían pozos de absorción a una distancia entre ellos que dependería de estudios geohidrológicos de la zona. La dificultad primordial consistiría, como ya se mencionó, en poder captar la cantidad de agua suficiente para contrarrestar el gasto extraído, por otro lado esta solución no cumple con el objetivo de funcionalidad -

debido a que el sistema únicamente se podría operar durante una época - del año.

TEMA 3

SOLUCION POR MEDIO DE INYECTADO DE AIRE COMPRIMIDO

Para llegar a recuperar la presión en el agua y con -- ello evitar los hundimientos del Palacio, se plantea el inyectado de ai re comprimido, que aparentemente es una posible solución, ésta idea fué concebida por el Ing. Gabriel Moreno Pesero y comentada a los autores -- de esta tesis.

Como ya se mencionó en el tema 4 del capítulo segundo, existe una disminución de presión en el agua en esta zona, por lo que -- se harían las perforaciones necesarias a las profundidades en donde es- -- tas pérdidas lleguen a ser todavía importantes, para alojar el sistema -- de tubos por donde se inyectaría el aire comprimido (véase fig.IV.a).

Para el proceso constructivo de uno de estos pozos se -- siguen los siguientes pasos: hacer la perforación hasta la profundidad -- en donde se registren las mayores pérdidas de presión en el agua del -- subsuelo, que generalmente por experiencias se presentan en mantos per- -- meables, se coloca un tapón de bentonita a partir del límite inferior -- del estrato permeable hacia abajo con un espesor tal que no permita el -- paso del aire hacia otros estratos, se introduce la tubería de fierro -- galvanizado hasta la profundidad que se muestra en la figura IV.a, se -- rellena con material de filtro hasta alcanzar un espesor que cubra todo -- el manto permeable, se coloca una nueva capa de bentonita con la misma -- finalidad que el tapón inferior y el espacio comprendido entre la tube- -- ría y la perforación, desde el nivel de terreno hasta la capa superior -- de bentonita, se cubre con material de relleno.

El detalle de la figura IV.a. se refiere a la parte -- final de la tubería por donde saldría el aire comprimido hacia el man- -- to permeable, en él se puede observar la rejilla que tiene como fun----

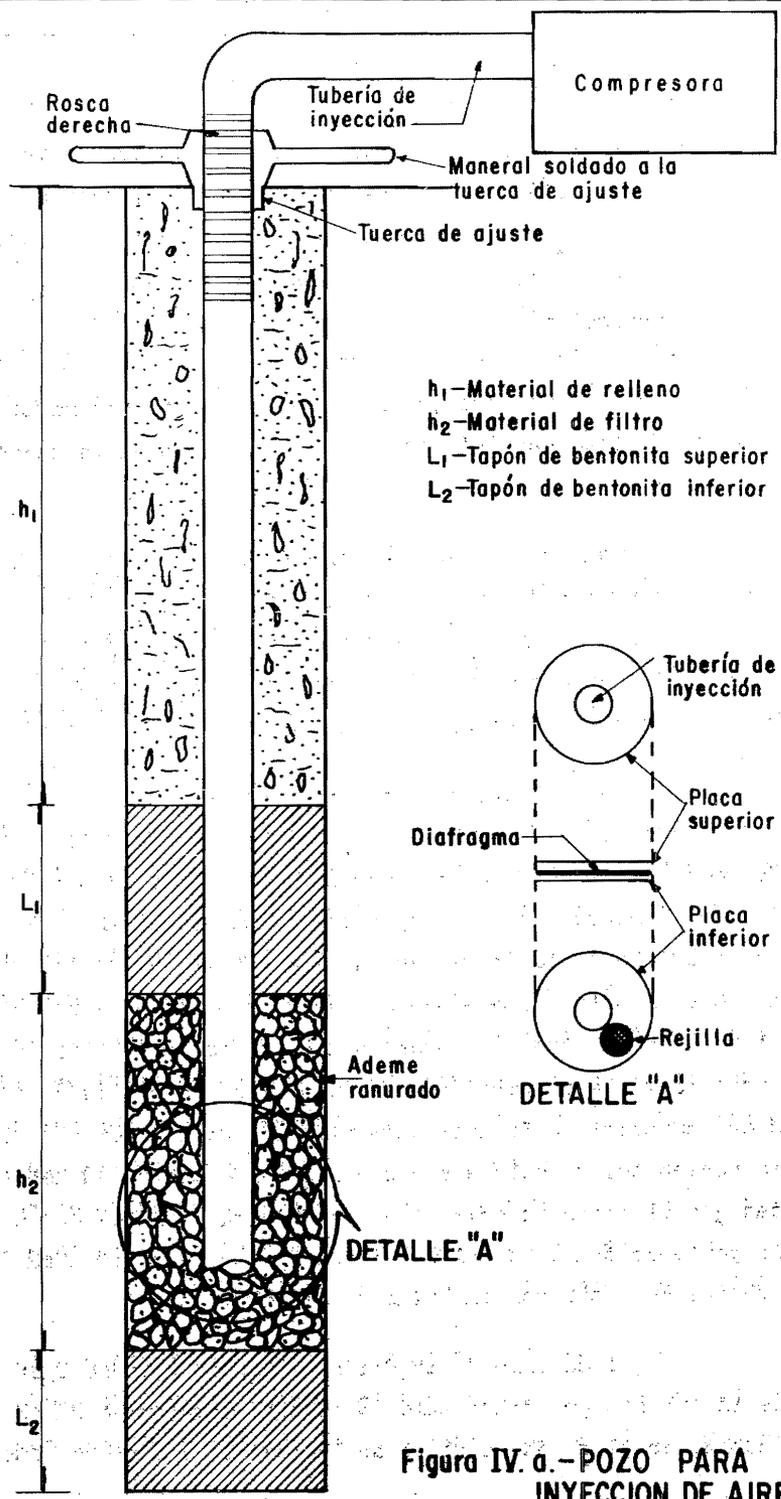


Figura IV. a.—POZO PARA INYECCION DE AIRE A PRESION

ción el impedir el paso de las partículas del filtro hacia el interior de la tubería, también se muestran las dos placas, superior e inferior, y el diafragma cuyo objetivo es dejar pasar el aire comprimido cuando éste se está inyectando e impedir el paso del agua hacia el tubo cuando cesa la inyección.

El aire comprimido se obtendría por medio de una compresora conectada a la boca del tubo galvanizado en la superficie del terreno.

La aplicación de esta solución requeriría de un estudio teórico en donde se analizaría la relación del aumento de presión en el agua del subsuelo conforme a la aplicación del aire comprimido - tomando en cuenta las características y condiciones de campo.

TEMA 4

SOLUCION A BASE DE PILOTES DE CONTROL

El sistema de pilotes de control, usado recientemente en las obras de recimentación de la Catedral metropolitana, podría tener la misma aplicación en el Palacio Nacional dado que la historia de cargas y la estratigrafía son prácticamente las mismas en ambas --- construcciones.(16)

El procedimiento implica, como primer paso, llegar a conocer la cimentación del Palacio, se sospecha que ésta es similar a la encontrada en la Catedral que es a base de estaciones de madera y zapatas de mampostería, además se sabe que existe un relleno de un espesor medio de 3.50 m., posteriormente se procede a hacer la recimentación constituida por una malla de dados y contratraveses de concreto continuo adosadas a las ya existentes, hincando a la vez los pilotes de control estipulados en el proyecto. En la figura IV.b se muestra la zona de operación y las partes del pilote de control.

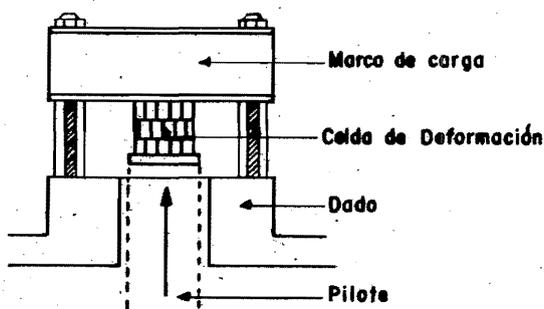


Figura. IV. b. PILOTE DE CONTROL

Una vez construido el entramado de la estructura de cimentación en aquellas partes más afectadas por los hundimientos, se hacen trabajar los pilotes de tal manera que detengan los movimientos diferenciales, hay que hacer notar que con este proceso la estructura del Palacio no regresaría a su vertical, o sea, que únicamente se llegan a frenar los desplomes que actualmente presentan las fachadas. Así, los pilotes de control se operan en la forma más conveniente para lograr un hundimiento uniforme en la estructura evitando daños en la misma.

Teniendo como antecedente el costo de la recimentación en la Catedral Metropolitana (80 millones de pesos aproximadamente, antes de Septiembre de 1976), la aplicación de este sistema en el Palacio Nacional resultaría de un costo muy elevado, no cumpliendo así con uno de los objetivos planteados.

TEMA 5

SOLUCION POR MEDIO DE INYECTADO DE AGUA A PRESION

Otra de las ideas encaminada a recuperar la presión - hidrostática en el agua es la de inyectado de agua a presión debida al Ingeniero Carlos Escalante Portas (q.e.p.d.).

Esta idea llevada a la práctica consiste en introducir un cierto gasto "q" de agua a una presión conocida para lo cual se utilizan pozos de inyección. Estos deben de localizarse en aquellos lugares donde los asentamientos diferenciales sean mayores, en este caso particular estos sitios corresponden a las esquinas Plaza de la Constitución - Moneda y Corregidora - Correo Mayor, con esta posición de los pozos de inyección se supone que se logrará una influencia de éstos en toda la zona del Palacio Nacional.

El sistema tiene como objetivo inyectar agua a presión en estratos permeables que teóricamente se supone se encuentran comunicados entre sí en una extensión infinita, si no existieran estos estratos la aplicación de éste método no sería práctica porque el agua inyectada tardaría mucho tiempo en fluir en el suelo arcilloso y en consecuencia no transmitiría en forma rápida el incremento de presión, por lo que la existencia de los estratos permeables es de gran ayuda para el funcionamiento del sistema.

La ejecución de esta prueba consiste en realizar dos sondeos (Véase la localización de los sondeos 2 y 3 en la figura I.g.) hasta una profundidad de 50 m. y un diámetro "φ" de 4 pulgadas (10.16 cm.) con el fin de determinar la estratigrafía en estos puntos.

En la vecindad de estos sondeos se ejecutan las perforaciones para alojar los pozos de inyección con un diámetro de 8 pulga-

das (20.32 cm.), a continuación se introduce un ademe de 4 pulgadas -- (10.16 cm.) de ϕ de lámina galvanizada ranurada en toda su longitud, en su parte inferior se coloca un sello con mortero de cemento y bentonita con un espesor de 2 m., en el espacio libre entre la pared de la -- perforación y el ademe se coloca material de filtro cubriendo todo el espesor del estrato permeable, en seguida se instala la tubería de --- inyección y se aplica un sello, similar al colocado en la parte infe-- rior, desde la parte superior del estrato permeable hasta la superficie del terreno. La figura IV.c ilustra el detalle del pozo de inyección - de agua.

Con el fin de obtener una carga de presión se tiene un tanque elevado instalado en la azotea del Palacio Nacional (22 m.)- conectado por medio de tubería al pozo de inyección.

En estas condiciones al poner en funcionamiento el - sistema se intenta recuperar el abatimiento de presión hidrostática en toda el área del Palacio Nacional y con ello impedir que los asenta--- mientos diferenciales continúen.

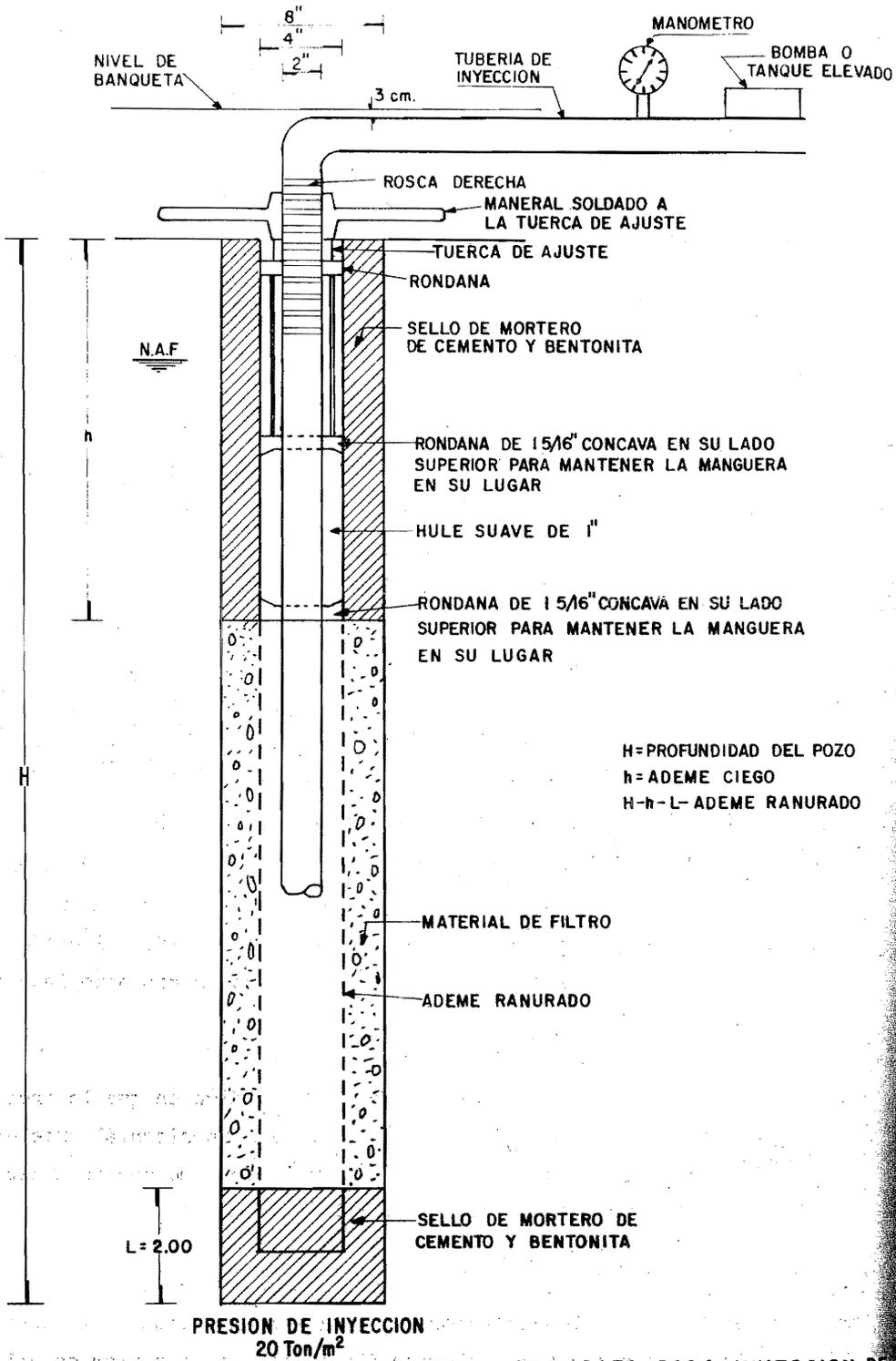


Figura IV.C.-POZO PARA INYECCION DE AGUA A PRESION

TEMA 6

INVESTIGACION DE LA POSIBILIDAD DE EXITO DE LA SOLUCION DE INYECTADO DE
AGUA A PRESION

Se sabe que el efecto de la consolidación secundaria-- actúa paralelamente con la primaria, sin embargo, hasta el 100% de consolidación primaria aquella se considera despreciable, después de esta frontera adquiere un papel importante pasando a un segundo término la - consolidación primaria.

Como ya se dijo en el tema 4 del capítulo tercero, el subsuelo del Palacio Nacional se encuentra en el tramo correspondiente a la consolidación primaria, cualquier solución que evite deformaciones en este tramo e implique que la disminución de presión hidrostática detectada por los piezómetros se restituya en forma rápida hasta igualar a la hidrostática, es aplicable para satisfacer los objetivos del problema.

Las soluciones que cumplen con los requisitos anteriores son el inyectado de aire comprimido e inyectado de agua a presión, pero debido a que la primaria no cuenta con bases teóricas ni estudios previos y la segunda sí, se elige esta última como la más apropiada de las soluciones.

Una desventaja de esta prueba radica en que la presión se disipa con el tiempo debido a que el agua fluye horizontalmente en los estratos permeables al ser inyectada, teniendo como consecuencia el inconveniente de que esta inyección se debe realizar en forma continua.

La desventaja anterior se puede solucionar confinando mediante algún método los estratos permeables localizados en la zona -- del Palacio, evitando así que el agua fluya hacia el exterior de ella.

Además de cumplir con los aspectos mencionados, la -- prueba de inyectado de agua a presión también satisface el factor economía. Esto se puede ver al analizar cada uno de los métodos expuestos en el presente capítulo, resultando obvio que la prueba de inyectado -- de agua a presión es la más económica. Probablemente la de inyectado -- de aire comprimido pudiera resultar del mismo orden económico, pero -- aquí el principal problema es que no existen estudios al respecto.

- BIBLIOGRAFIA -

- (5) Palacio Nacional, Inyección de Agua a Presión en el Terreno de Apoyo; Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas; México 1977.
- (14) Marsal, R.J., Sainz, O.I.; Breve Descripción del Hundimiento de la Ciudad de México, México 1956.
- (15) Aspectos del Hundimiento de la Ciudad de México y Medidas que se Proponen para Contrarrestarlo; Comisión de Aguas del Valle de México, México 1960.
- (16) Folleto de Pilotes de Control; PICOSA, México 1976.

CAPITULO V

CAPITULO QUINTO

ANALISIS TEORICO

Con la finalidad de fundamentar teóricamente la prueba de inyectado de agua a presión se recurre a las teorías existentes de flujo de agua en suelos. En el presente capítulo se consideran las teorías de Jacob y Theis haciendo una serie de hipótesis para llegar a obtener los resultados teóricos que posteriormente al compararlos con los reales obtenidos en campo se podrá determinar si la prueba cumple ó no con la teoría.

Como ya se indicó en el tema 6 del capítulo cuarto se trata de recuperar la presión hidrostática abatida, esto se puede lograr mediante la inyección de agua a presión que se realiza en los pozos a través de la tubería ranurada entre los seis y veinticinco metros de profundidad, en donde se tienen tanto estratos impermeables como permeables, estos últimos se conocen con el nombre de acuíferos.

Debido a que en los estratos permeables el agua fluye con mayor facilidad, el inyectado se realiza principalmente a través de ellos, obteniéndose rápidamente un incremento de presión. Cabe hacer notar que en tales estratos, en el caso de la Ciudad de México, la presión hidrostática se encuentra más abatida.

El propósito de esta prueba consiste en que la presión inyectada se extienda rápidamente en los estratos permeables y que estos a su vez, de acuerdo con la teoría actual, la transmitan lentamente a los estratos impermeables en toda el área del Palacio Nacional. En el mes de abril de 1977 se instalaron dos piezómetros abiertos a una distancia horizontal de los pozos de inyección igual a la que se encuentran los piezómetros neumáticos instalados en arcilla a diez metros de profundidad, se llegó hasta aquella profundidad donde se encontraron estratos de arena más cercanos a los diez metros. La finalidad de estos piezómetros es la de comparar la rapidez de recuperación de presión hidrostática en suelos impermeables y permeables y calibrar las teorías existentes al respecto.

Con el objeto de poder intentar teóricamente un análisis del método de inyección de agua a presión se recurre a la teoría de Jacob (17) en donde la fórmula :

$$s = \frac{Q}{4 \pi T} \left[L \frac{1}{u} - L 1.78 \right] \text{-----} \textcircled{1}$$

ó, en logaritmos decimales y tomando en cuenta que $u = \frac{r^2 S}{4Tt}$:

$$s = \frac{2.30 Q}{4 \pi T} \log \frac{2.25 Tt}{r^2 S} \quad \text{--- --- --- } \textcircled{2}$$

representa el descenso en metros, producido por el bombeo de un pozo a caudal constante en un acuífero cautivo extenso (Véase fig.V.a.), los términos de la ecuación tienen el siguiente significado:

Q - caudal del pozo de bombeo [m³/seg]

T - coeficiente de transmisibilidad [m²/día]

t - tiempo a partir del instante en que se hace la extracción de agua -- [seg.]

r - distancia entre el pozo de bombeo y el de observación [m]

S - coeficiente de almacenamiento [adimensional]

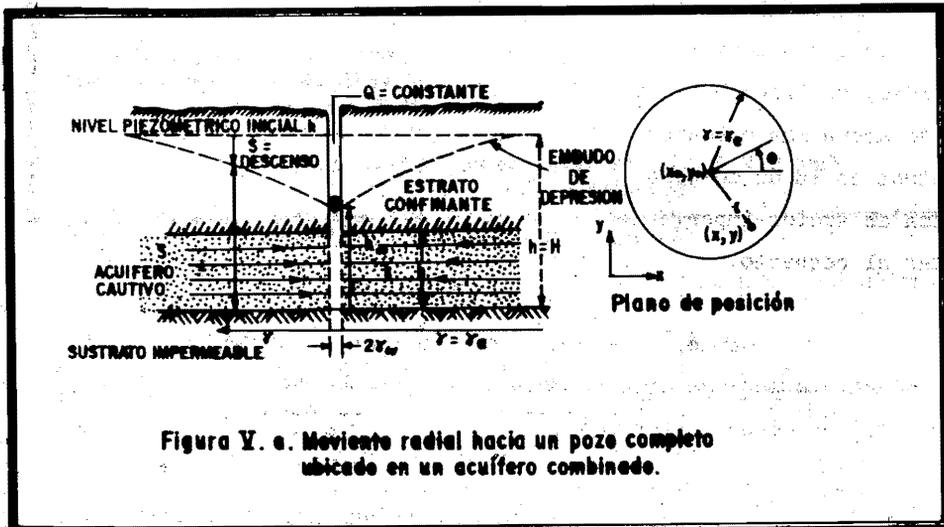
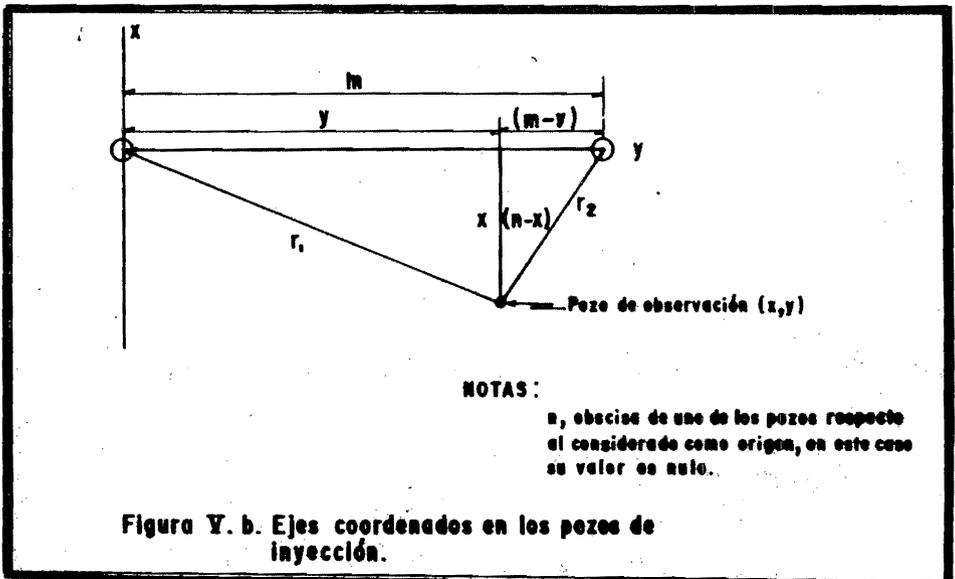


Figura V. a. Moviente radial hacia un pozo completo ubicado en un acuífero combinado.

La ecuación (2) es válida cuando el centro del pozo de observación está situado en un punto de coordenadas (x, y) (véase fig. V.b.), en tal caso la distancia "r" se puede expresar como :

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} \quad ; \quad r^2 = x^2 + y^2 \quad \text{-----} \textcircled{3}$$

En el caso que se analiza se tienen dos pozos en un sistema de ejes coordenados, cuyo origen se sitúa en uno de ellos con el eje de las "y" pasando por el centro de los mismos (véase fig. V.b.).



Tomando en consideración la existencia de dos pozos la ecuación (2) toma la forma :

$$s = \frac{2.30 Q}{4 \pi T} \left(\log \frac{2.25 T t}{r_1^2 S} + \log \frac{2.25 T t}{r_2^2 S} \right) \quad \text{-----} \textcircled{4}$$

Sustituyendo la ecuación (3) en (4) resulta :

$$s = \frac{2.30 Q}{4 \pi T} \left\{ \log \frac{2.25 Tt}{S (x^2 + y^2)} + \log \frac{2.25 Tt}{S [(n-x)^2 + (m-y)^2]} \right\} \quad (5)$$

Para el caso particular de inyectado de agua a presión - el significado de " Q " cambia y lo mismo el de " s ", siendo ahora Q un caudal que se inyecta, y s' un ascenso de nivel piezométrico de donde se hace la hipótesis de que en estas condiciones los resultados que se obtienen son una imagen de los que resultarían al usar la fórmula de Jacob en forma normal.

Así la ecuación (5) toma la forma :

$$s' = \frac{2.30 Q}{4 \pi T} \left\{ \log \frac{2.25 Tt}{S (x^2 + y^2)} + \log \frac{2.25 Tt}{S [(n-x)^2 + (m-y)^2]} \right\} \quad (6)$$

donde :

s' - ascenso producido por el inyectado de agua (m)

Q - caudal inyectado (m³/seg)

t - tiempo a partir del instante en que se hace la inyección de agua -- (seg)

x - abscisa del punto en que se mide S' (m)

y - ordenada del punto en que se mide S' (m)

m - distancia entre los dos pozos (m)

T, S, - tienen el mismo significado que en la ecuación (2)

Para obtener el incremento de presión en el agua " ΔP_o " se multiplica el ascenso en metros por el peso volumétrico del agua --

" γ_o " :

$$\Delta P_o = \frac{2.30 Q \gamma_o}{4 \pi T} \left\{ \log \frac{2.25 Tt}{S (x^2 + y^2)} + \log \frac{2.25 Tt}{S [(n-x)^2 + (m-y)^2]} \right\} \quad \text{--- 7}$$

La teoría de Jacob considera la presencia de un acuífero confinado de extensión infinita; en el caso particular que se analiza se sabe que existen lentes de arena que se supone están interconectadas en la zona del Palacio Nacional, y que por lo mismo se espera que éstas actúen, en un cierto momento, como el acuífero mencionado en la teoría. -- Otra hipótesis que se toma en cuenta en esta teoría es la de que funciona bien para pequeños valores de "r" y/o grandes valores de "t". Debido a la hipótesis anterior la teoría de Jacob, que proviene de la teoría de Theis, considera únicamente los dos primeros términos de la serie de -- Theis que multiplican al valor de $Q/4 \pi T$, tomando la forma de la ecuación -1-.

La ecuación de Theis es de la forma :

$$s' = \frac{Q}{4 \pi T} \left(L \frac{1}{u} - L^{1.78} + u - \frac{u^2}{2.2!} + \frac{u^3}{3.3!} - \frac{u^4}{4.4!} + \dots \right) \quad \text{--- 8}$$

en dónde :

$$u = \frac{r^2 S}{4 Tt} \quad \text{--- 9}$$

Siendo :

r - la mitad de la distancia entre los dos pozos de inyección, en este caso 145 m. Este punto corresponde al centro del Palacio, ubicándose a la mitad de la línea que pasa por el centro de los dos pozos.

Los valores del coeficiente de almacenamiento "S" y del coeficiente de transmisibilidad "T" se determinarán durante la realización de la prueba, pero para efectuar el análisis teórico se toman los siguientes valores :

S - valor determinado por el Ing. Ignacio Sainz Ortiz en pruebas realizadas en la zona de Mixcoac, siendo igual a 1×10^{-5}

T - coeficiente que está en función de la permeabilidad "K" y del espesor del estrato permeable "B", teniendo la siguiente expresión :

$$T = KB \text{ --- (10)}$$

el valor de "K", para la arena del Palacio Nacional, calculada en una de las pruebas realizadas en el laboratorio de la SANOP resultó de 0.0498×10^{-4} m/seg, y el valor de "B", que corresponde a la suma de los espesores de las lentes de arena comprendidas entre los seis y veinticinco metros, resulta ser de 0.40 m. en la esquina Plaza de la Constitución-Moneda y de 0.74 m. en la de Corregidora-Correo Mayor. Sustituyendo estos valores en la ecuación (10) se tiene:

$$T_1 = 0.0498 \times 10^{-4} \times 0.40 \quad \left[\text{m/seg} \times \text{m} \right]$$

$$T_1 = 1.99 \times 10^{-6} \quad \text{m}^2/\text{seg} \quad \left(\text{Para la esquina de Plaza de la Constitución - Moneda} \right)$$

$$T_2 = 0.0498 \times 10^{-4} \times 0.74 \quad \left[\text{m/seg} \times \text{m} \right]$$

$$T_2 = 3.69 \times 10^{-6} \quad \text{m}^2/\text{seg} \quad \left(\text{Para la esquina de Corregidora-Correo Mayor} \right)$$

t - puede tomar diferentes valores dependiendo del tiempo en el cual se quiera obtener el aumento de presión " ΔP_0 ", en este caso el valor que se toma es 3 meses (7.776×10^6 seg).

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (9), se obtienen los valores de "u₁" y "u₂" :

$$u_1 = \frac{145^2 \times 10^{-5}}{4 \times 1.99 \times 10^{-6} \times 7.776 \times 10^6} \left(\frac{\text{m}^2}{\text{m}^2/\text{seg} \times \text{seg}} \right)$$

$$u_1 = 337.69 \times 10^{-5}$$

$$u_2 = \frac{145^2 \times 10^{-5}}{4 \times 3.69 \times 10^{-6} \times 7.776 \times 10^6} \left(\frac{\text{m}^2}{\text{m}^2/\text{seg} \times \text{seg}} \right)$$

$$u_2 = 184.50 \times 10^{-5}$$

Para llegar a conocer el error de aproximación entre las teorías de Jacob y Theis se obtienen los valores de los términos que desprecia Jacob comparándolos con los dos primeros de la serie.

Considerando que existen dos valores para "T" y "u" la ecuación (8) toma la forma :

$$S' = \frac{Q}{4\pi} \left[\begin{aligned} & T_1 L \frac{1}{u_1} - T_1 L 1.78 + T_1 u_1 - \frac{T_1 u_1^2}{2.2!} + \frac{T_1 u_1^3}{3.3!} - \frac{T_1 u_1^4}{4.4!} \dots\dots + \\ & T_2 L \frac{1}{u_2} - T_2 L 1.78 + T_2 u_2 - \frac{T_2 u_2^2}{2.2!} + \frac{T_2 u_2^3}{3.3!} - \frac{T_2 u_2^4}{4.4!} \dots\dots \end{aligned} \right] \quad \text{--- (10)}$$

Sustituyendo los valores de "u" y "T" en los dos primeros términos de cada serie se tiene :

$$T_1 L \frac{1}{u_1} - T_1 L 1.78 + T_2 L \frac{1}{u_2} - T_2 L 1.78$$

$$1.99 \times 10^{-6} L \frac{1}{337.69 \times 10^{-5}} - 1.99 \times 10^{-6} L 1.78 + 3.69 \times 10^{-6} L \frac{1}{184.50 \times 10^{-5}}$$

$$- 3.69 \times 10^{-6} L 1.78 = 3.12 \times 10^{-5}$$

Sustituyendo ahora los valores en los siguientes términos de la serie se obtiene :

$$T_1 u_1 - \frac{T_1 u_1^2}{2.2!} + \frac{T_1 u_1^3}{3.3!} - \frac{T_1 u_1^4}{4.4!} + T_2 u_2 - \frac{T_2 u_2^2}{2.2!} + \frac{T_2 u_2^3}{3.3!} - \frac{T_2 u_2^4}{4.4!}$$

$$1.99 \times 10^{-6} \times 337.69 \times 10^{-5} - \frac{1.99 \times 10^{-6} (337.69 \times 10^{-5})^2}{4} + \frac{1.99 \times 10^{-6} (337.69 \times 10^{-5})^3}{18}$$

$$- \frac{1.99 \times 10^{-6} (337.69 \times 10^{-5})^4}{96} + 3.69 \times 10^{-6} \times 184.5 \times 10^{-5} - \frac{3.69 \times 10^{-6} (184.5 \times 10^{-5})^2}{4}$$

$$+ \frac{3.69 \times 10^{-6} (184.5 \times 10^{-5})^3}{18} - \frac{3.69 \times 10^{-6} (184.5 \times 10^{-5})^4}{96}$$

$$= 0.00135 \times 10^{-5}$$

Este último valor comparado con el anterior es muy pequeño y representa en la ecuación de Jacob (ecuación -1-) un error de aproximación de 0.04%.

De lo anterior se deduce que para los fines teóricos que se estudian en el Palacio Nacional es factible utilizar la teoría -

de Jacob.

Para poder aplicar la ecuación (7) se requiere determinar el gasto "Q", éste se obtiene haciendo la hipótesis de que la presión que se quiere recuperar al centro del Palacio es de 2 ton/m^2 , como se puede observar en la tabla II.d. para la estación piezométrica 9 a 55 m. de profundidad.

Despejando "Q" de la ecuación (7) y considerando los diferentes valores de "T" resulta :

$$Q = \frac{u \ 4 \ \pi}{2.30 \ \gamma_o \left[\frac{1}{T_1} \log \frac{2.25 \ T_1 \ t}{s \ r_1^2} + \frac{1}{T_2} \log \frac{2.25 \ T_2 \ t}{s \ r_2^2} \right]} \quad \text{-----} \quad (12)$$

Sustituyendo los valores considerados para la ecuación (11) excepto el del tiempo "t" el cual se considera ahora de un día - - (0.864 x 10⁵ seg), tomando en cuenta que para un tiempo relativamente corto el gasto es mayor que para un tiempo más largo, y tomando el valor del peso volumétrico del agua " γ_o " como una ton/m^3 se tiene :

$$Q = \frac{2 \times 4 \times \pi}{2.30 \times 1 \left[\frac{1}{1.99 \times 10^{-6}} \log \frac{2.25 \times 1.99 \times 10^{-6} \times 0.864 \times 10^5}{10^{-5} \times 145^2} + \frac{1}{3.69 \times 10^{-6}} \log \right]}$$

$$\left. \begin{array}{l} 2 \times 4 \times \\ \frac{2.25 \times 3.69 \times 10^{-6} \times 0.864 \times 10^5}{10^{-5} \times 145^2} \end{array} \right\}$$

$$Q = 3.94 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{seg}$$

Transformando unidades resulta:

$$Q = 0.0394 \text{ lts/seg}$$

Este gasto de 0.0394 lts/seg es el que teóricamente se inyectaría en los pozos de inyección, pero debido a que a la fecha presente la prueba ya se inició con un gasto de 0.4 lts/seg, los cálculos para obtener las presiones que teóricamente se deben registrar en los pozos de observación que están representados por las nueve estaciones piezométricas en los tiempos de 3 y 30 días se realizarán con el gasto de 0.4 lts/seg.

Para los lapsos de tiempo anotados de 3 y 30 días, tomando en cuenta los diferentes valores del coeficiente de transmisibilidad "T" y considerando que las distancias "r" entre los pozos de inyección y los pozos de observación es una función de las coordenadas (x,y) la ecuación (7) toma la forma:

$$P_o = \frac{2.30 Q \gamma_o}{4 \pi} \left\{ \frac{1}{T_1} \log \frac{2.25 T_1 t}{S(x^2 + y^2)} + \frac{1}{T_2} \log \frac{2.25 T_2 t}{S[(n-x)^2 + (m-y)^2]} \right\} \quad (13)$$

Sustituyendo en la ecuación (13) todos los valores correspondientes se obtienen los resultados mostrados en la tabla V.a. -- tanto para 3 y 30 días.

T A B L A V.a.

| Estación (EP) | Tiempo (días) | Presión teórica en el agua | |
|------------------|------------------|----------------------------|--------------------|
| | | ton/m ² | kg/cm ² |
| 1 | 3 | 11.9 | 1.19 |
| 2 | 3 | 63.0 | 6.30 |
| 3 | 3 | 46.8 | 4.68 |
| 4 | 3 | 35.5 | 3.55 |
| 5 | 3 | 94.5 | 9.45 |
| 6 | 3 | 42.3 | 4.23 |
| 7 | 3 | 36.0 | 3.60 |
| 8 | 3 | 31.7 | 3.17 |
| 9 | 3 | 84.5 | 8.45 |
| 1 | 30 | 177.0 | 17.70 |
| 2 | 30 | 121.0 | 12.10 |
| 3 | 30 | 105.0 | 10.50 |
| 4 | 30 | 93.8 | 9.38 |
| 5 | 30 | 153.0 | 15.30 |
| 6 | 30 | 101.0 | 10.10 |
| 7 | 30 | 94.3 | 9.43 |
| 8 | 30 | 90.0 | 9.00 |
| 9 | 30 | 143.0 | 14.3 |

Los valores obtenidos de la presión teórica en el agua del subsuelo del Palacio Nacional hipotéticamente deben registrarse en los tiempos antes mencionados entre las profundidades de 6 m. y 25 m. debido a que en esta longitud se realiza el inyectado de agua a presión.

En base a los valores de la tabla V.a. se elaboraron las figuras V.c. y V.d. en donde se puede observar que para 3 días de inyec-

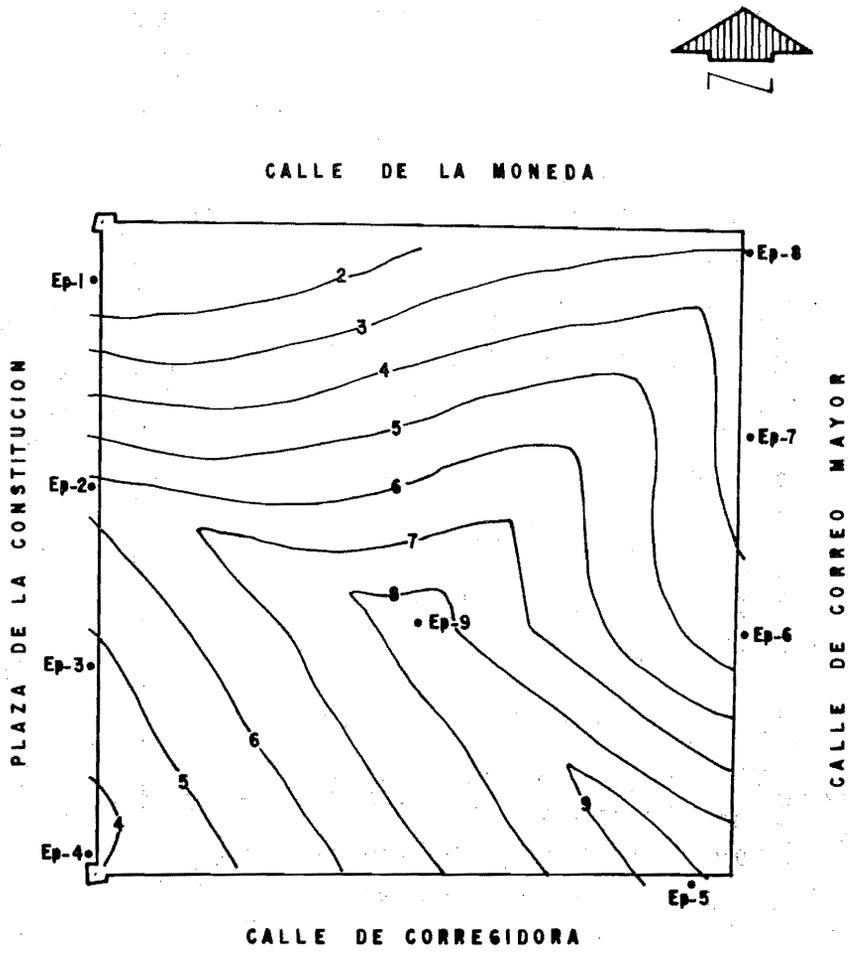


Figura V. c. Curvas de equipresión al cabo de 3 días inyectado de agua a presión (Acotaciones en Kg/cm²)



Calle de la Moneda

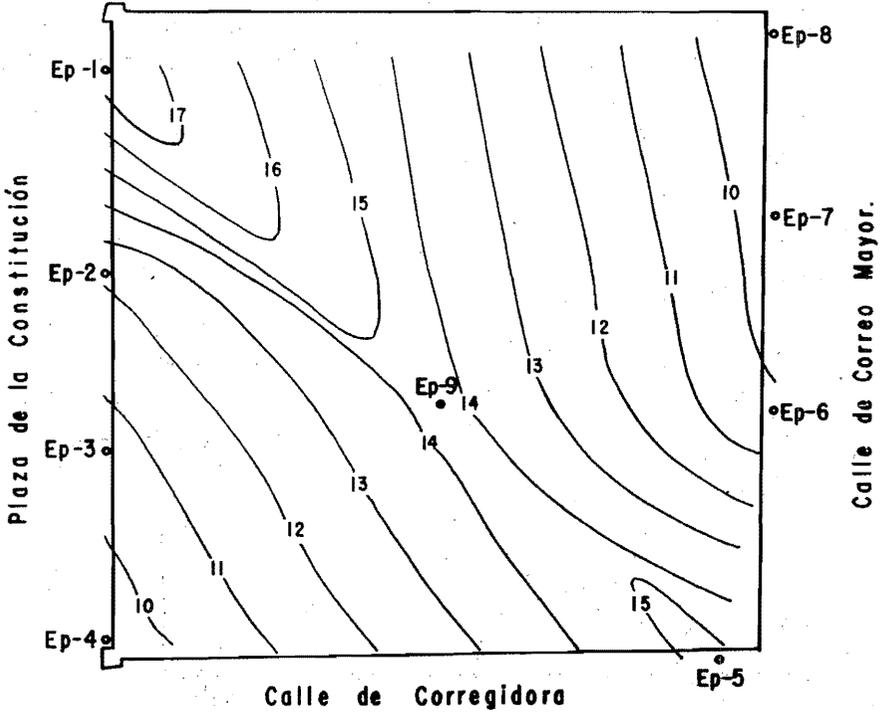


Figura V.d. Curvas de equipresión al cabo de 30 días de inyectado de agua a presión.
(Acotaciones en Kg/cm^2)

tado la presión teórica en la esquina de Corregidora - Correo Mayor resulta del orden de 9 kg/cm^2 , que corresponde al mayor valor calculado - en la zona del Palacio en ese lapso de tiempo. También se puede ver que a partir del punto anterior la presión va disminuyendo hacia la esquina de Plaza de la Constitución - Moneda hasta llegar a un valor del orden de 2 kg/cm^2 . Estas diferencias en los resultados se pueden explicar considerando que el coeficiente de transmisibilidad en la esquina de Corregidora - Correo Mayor es el 94% mayor que el de la esquina Plaza de la Constitución - Moneda.

En la figura V.d., que corresponde a un inyectado de -- agua continuo durante 30 días, se puede observar que las mayores presiones se encuentran hacia las esquinas en donde se localizan los pozos de inyección, siendo en la EP-1 del orden de 17 kg/cm^2 y en la EP-5 de 15 kg/cm^2 . En la EP-9 se tiene teóricamente una presión del orden de 14.3 kg/cm^2 y va disminuyendo hacia las esquinas Plaza de la Constitución - Corregidora con un valor de 9.38 kg/cm^2 y Moneda - Correo Mayor con uno de 9.00 kg/cm^2 .

- BIBLIOGRAFIA -

- (5) Palacio Nacional, Inyección de Agua a Presión en el Terreno de Apoyo; Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, México 1977.

- (17) Davis, S.N., R. de Wiest; Hidrogeología, Ediciones Ariel, Barcelona, España 1971.

CAPITULO VI

CAPITULO SEXTO

INSTRUMENTACION

Los objetivos principales de la instrumentación consisten, en obtener físicamente resultados que permitan al ingeniero - llevar un control durante y después de la realización de una obra, y - verificar las hipótesis de una teoría con el fin de comprobar si ésta es o no aplicable, para así aceptarla o desecharla y en este último - caso proceder a la creación de una nueva; de ahí que la instrumenta - ción ocupe un papel muy importante. En la actualidad el campo de la - instrumentación es tan amplio que se ha tomado como una especializa - ción dentro de la Mecánica de Suelos.

Para realizar la prueba de inyectado de agua a presión en la zona del Palacio Nacional, es necesario utilizar instrumentos cuyas lecturas permitan relacionar los resultados teóricos esperados con los reales obtenidos, además con éstos últimos se podrá analizar la -- efectividad de este método.

En el presente capítulo se hace una breve descripción de los diferentes instrumentos utilizados así como su ubicación, los -- cuales tienen como propósito inyectar el gasto, cuantificarlo, obtener la presión a la que se inyecta, determinar el incremento de presiones -- en el agua del subsuelo, registrar las variaciones del N.A.F. y medir -- los movimientos del terreno.

El sistema de inyección de agua, como ya se dijo en el tema cinco del capítulo cuarto, se realiza en las esquinas Plaza de la Constitución - Moneda y Corregidora - Correo Mayor. Este proceso se inicia, para cada pozo, desde un tanque elevado instalado en la azotea del Palacio con el propósito de obtener una carga de presión (véase fig.VI. a.).

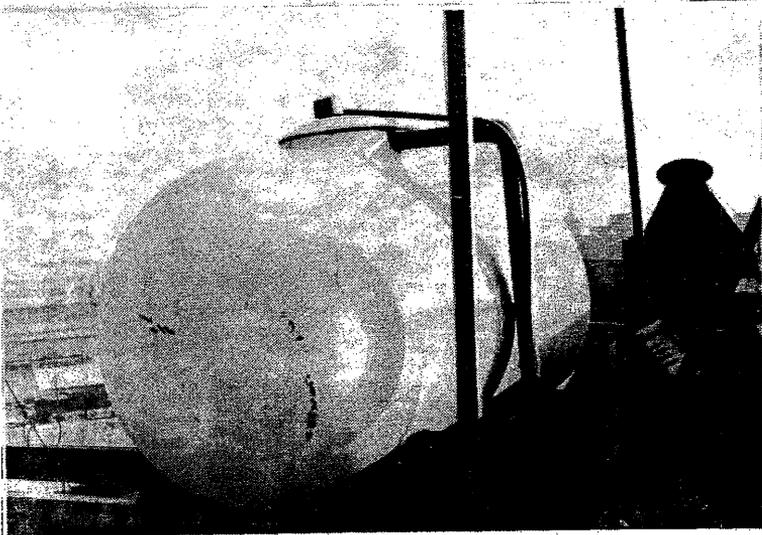


FIGURA VI.a. Tanque elevado en la azotea del Palacio Nacional

La distancia vertical desde la parte inferior del tanque hasta el nivel de la banquetta es de 22 m. aproximadamente; la capacidad de cada tanque es de 1400 litros, su abastecimiento se hace por medio de cuatro bombas cada una de dos caballos de fuerza, (véase fig. VI.b), instaladas en la parte central del Palacio al nivel del terreno natural, dentro de la cisterna que se muestra en la figura VI.c, se encuentra un electroschitch que para automáticamente el funcionamiento de las bombas al abatirse el nivel de agua en la misma, evitando con esto que las bombas sufran deterioro. El caudal bombeado se toma del sistema de abastecimiento de agua potable del propio Palacio Nacional y se transporta por medio de una tubería de fierro galvanizado de dos pulgadas de diámetro hasta los tanques elevados. Las bombas se accionan automáticamente por un electroschitch instalado en la parte superior del tanque elevado. La figura VI.d. muestra un diagrama de este sistema.

Con el fin de poder controlar los gastos de salida del tanque se cuenta con una válvula de compuerta localizada en la proximidad de la salida del mismo que se puede ver en la figura VI.e, con ella se efectuó un aforamiento de cada uno de los tanques auxiliándose de una manguera y una regla graduada (se puede observar en la fig. VI.a.), que permitieron calibrar la válvula para gastos de salida de 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0 litros por segundo, la figura VI.f. muestra la gráfica de aforamiento para cada uno de los tanques.

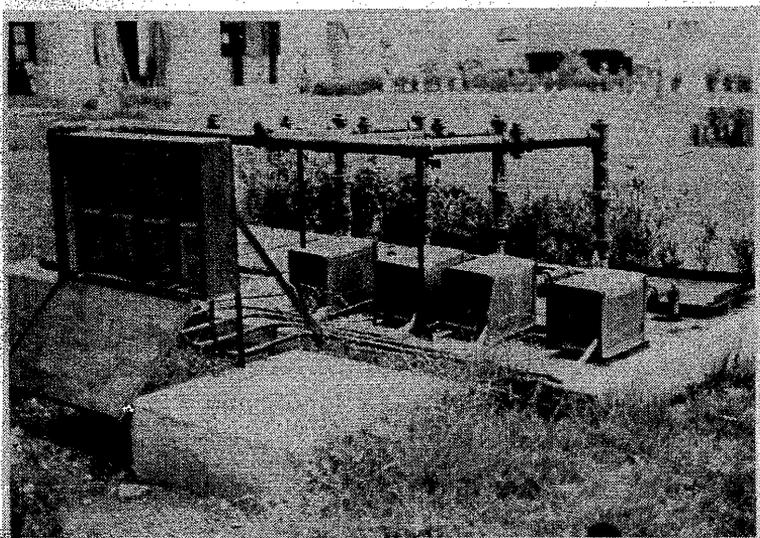


FIGURA VI. b. Bombas de dos caballos de fuerza para abastecer al sistema

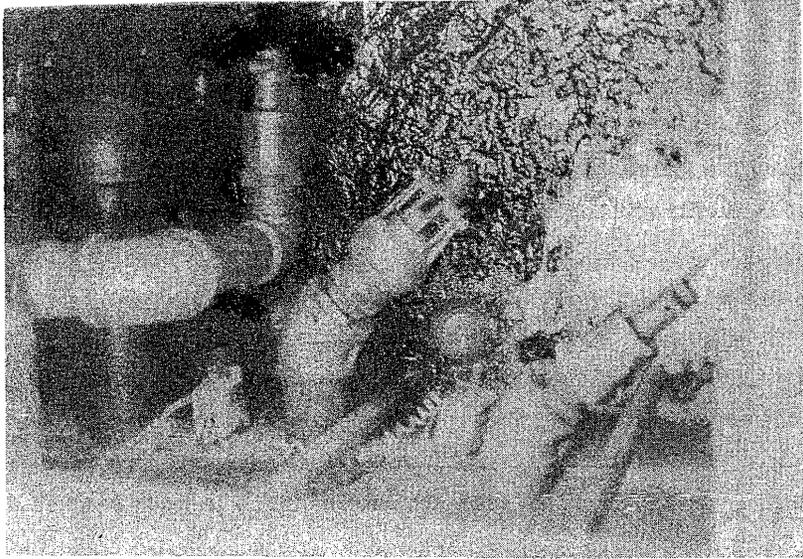


FIGURA VI. c. Cisterna del Palacio Nacional

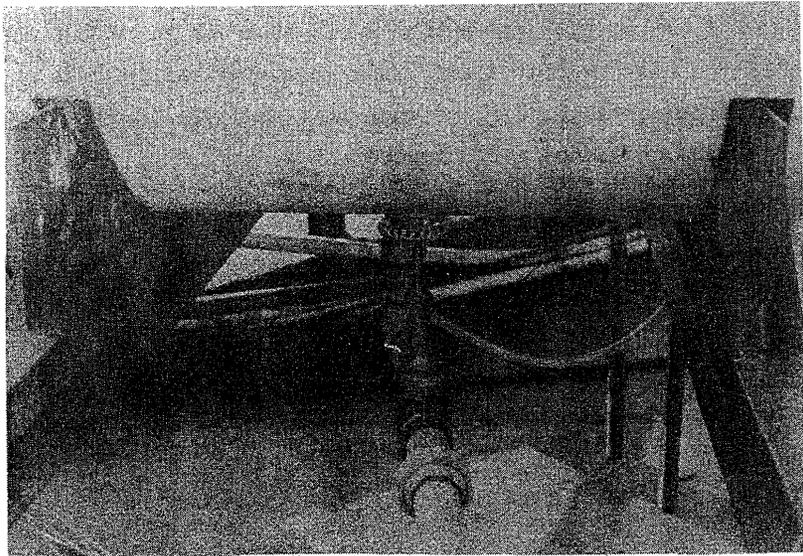
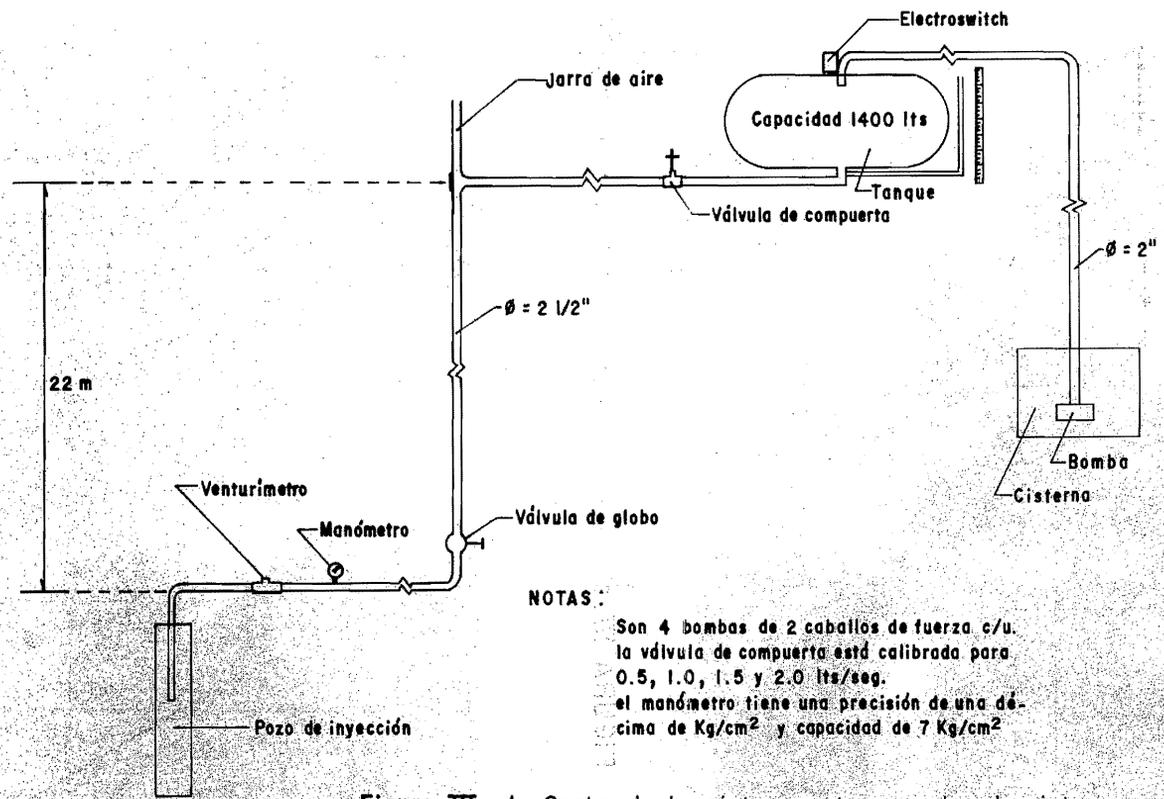


FIGURA VI. e. Válvula de compuerta localizada a la salida del tanque

Reporte sobre el Proyecto de Ingeniería de la Universidad de Chile



NOTAS:

- Son 4 bombas de 2 caballos de fuerza c/u.
- la válvula de compuerta está calibrada para 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0 lts/seg.
- el manómetro tiene una precisión de una décima de Kg/cm² y capacidad de 7 Kg/cm²

Figura VI. d. Corte de la cisterna, tanque elevado, sistema de conducción y pozo de inyección de agua.

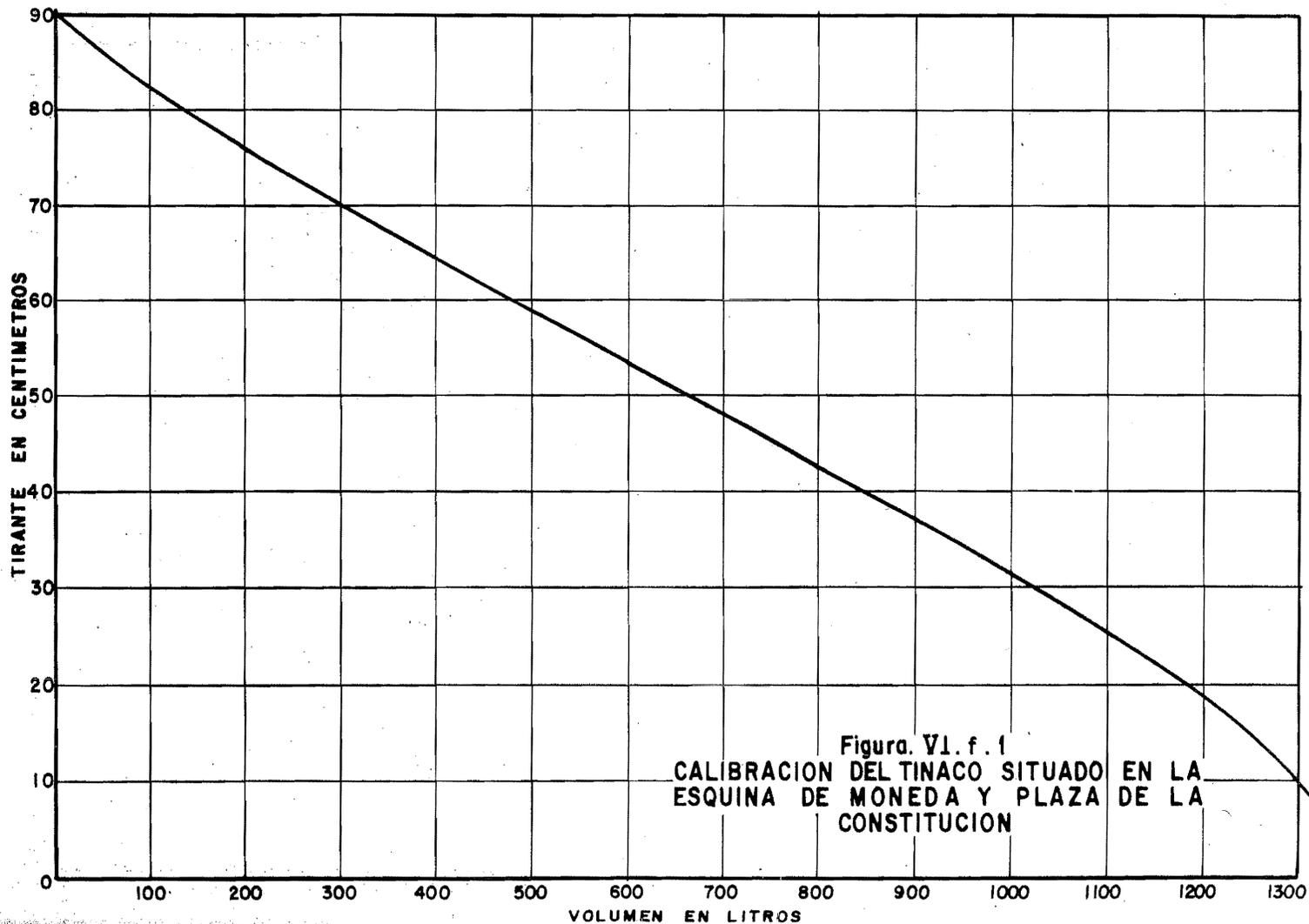


Figura. VI. f. 1
CALIBRACION DEL TINACO SITUADO EN LA
ESQUINA DE MONEDA Y PLAZA DE LA
CONSTITUCION

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300
VOLUMEN EN LITROS

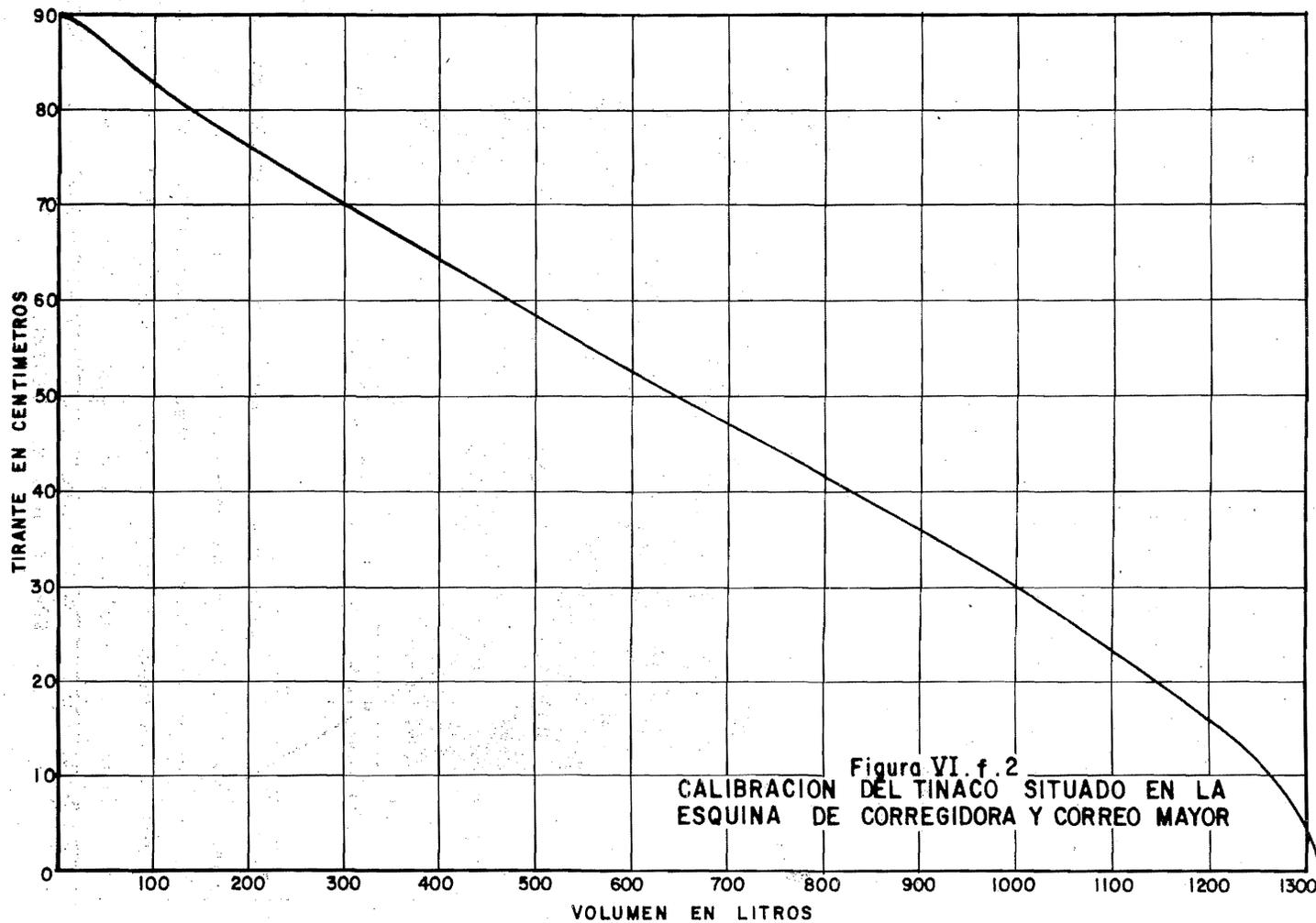


Figura VI. f. 2
CALIBRACION DEL TINACO SITUADO EN LA
ESQUINA DE CORREGIDORA Y CORREO MAYOR

El tanque elevado se conecta al pozo de inyección -- por medio de una tubería de fierro galvanizado de dos y media pulgadas de diámetro.

En la proximidad de la boca de cada pozo de inyección se encuentra una caja en donde se localizan: una válvula de globo que sirve de control en la inyección del gasto, un manómetro que mide la presión con que se inyecta teniendo una precisión de una décima de kilogramo por centímetro cuadrado y una capacidad de hasta -- siete kilogramos por centímetro cuadrado y un venturímetro que mide -- el volúmen de agua inyectado. La figura VI.g. muestra en planta la -- distribución de estos aparatos.

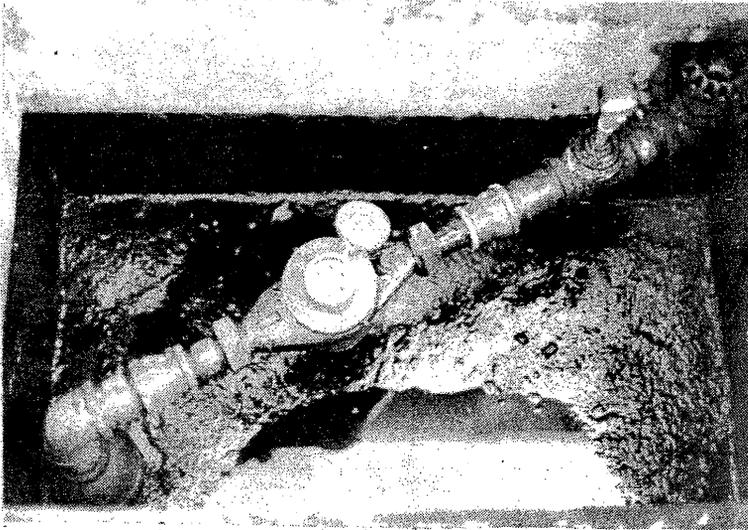
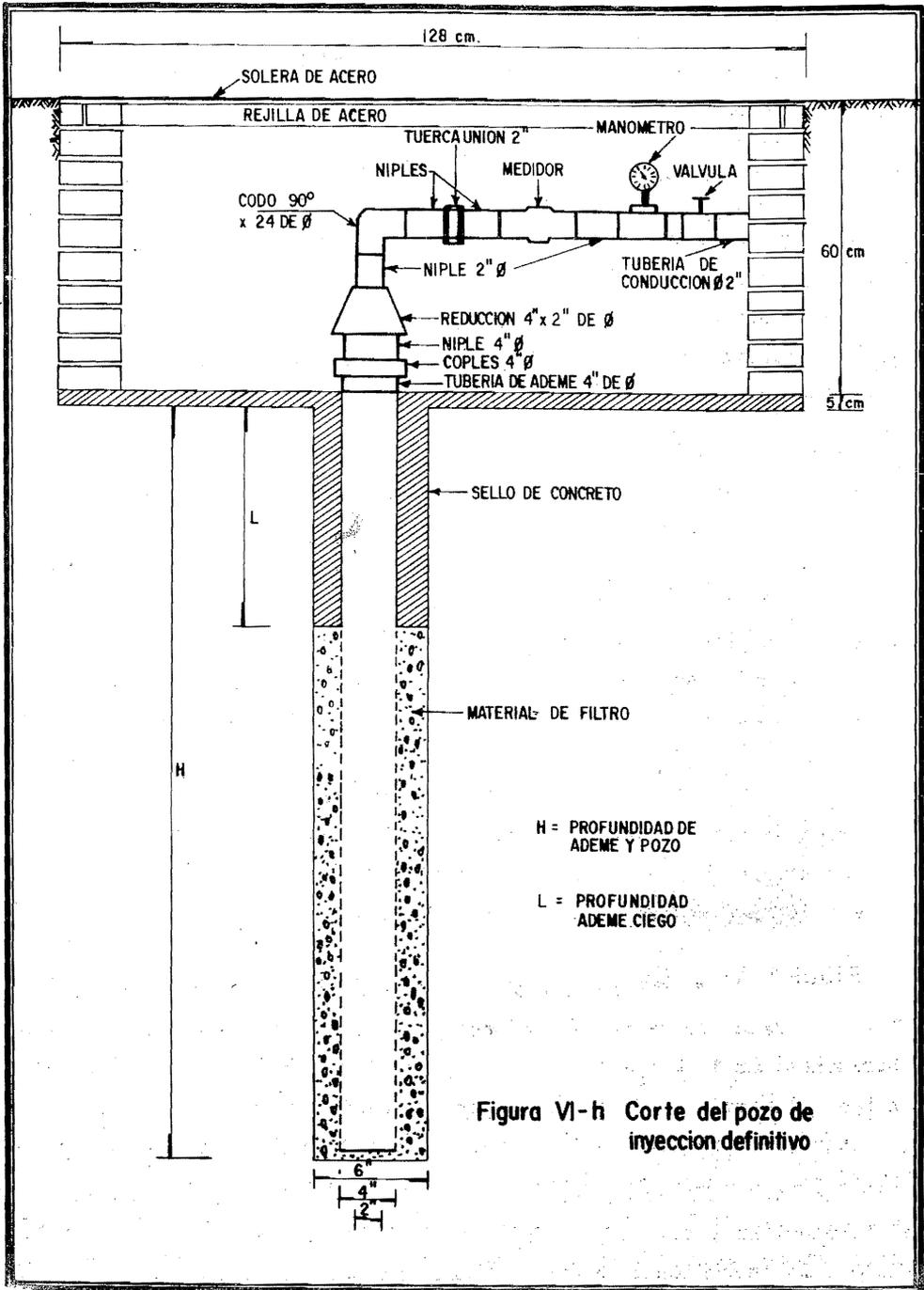


FIGURA VI.g. Caja localizada en la boca del pozo de inyección

A continuación se tiene el pozo de inyección, que -- es la parte del sistema que se encuentra dentro del suelo, a través -- de la cual el agua fluye hacia el mismo. La figura VI.h. indica la -- forma en que quedó instalado el pozo de inyección definitivamente en -- el terreno. La profundidad a la que llega el pozo es de 25 m. reali -- zándose la inyección a través del material de filtro que rodea al po-



zo instalado en los últimos 19 m.

Para medir el incremento de presiones en el agua del subsuelo se utilizan los piezómetros abiertos y neumáticos instalados en la zona del Palacio. La localización de éstos en planta, se puede ver en la figura I.g.

Los piezómetros neumáticos se instalaron en número de 29, repartidos en las nueve estaciones piezométricas. Su funcionamiento se explica en el tema cuarto del capítulo segundo. Como se indica en esta referencia, la respuesta de estos aparatos es prácticamente inmediata con lo que se podrá ver si en el agua del suelo de la zona del Palacio Nacional se transmite o no rápidamente la presión inducida.

Por otro lado se instalaron 10 piezómetros abiertos en las estaciones EP-1 y EP-5 y recientemente otros dos cercanos a éstas, con el objeto de obtener la rapidez de respuesta tanto en suelos gruesos como en suelos finos. Las profundidades a que se instalaron y su funcionamiento se pueden ver en el tema cuarto del capítulo segundo.

Los registros que se obtengan de cada uno de los piezómetros permitirán verificar si la teoría expuesta en el capítulo anterior se cumple o se aleja de la realidad, en este último caso sería necesario la elaboración de una nueva teoría.

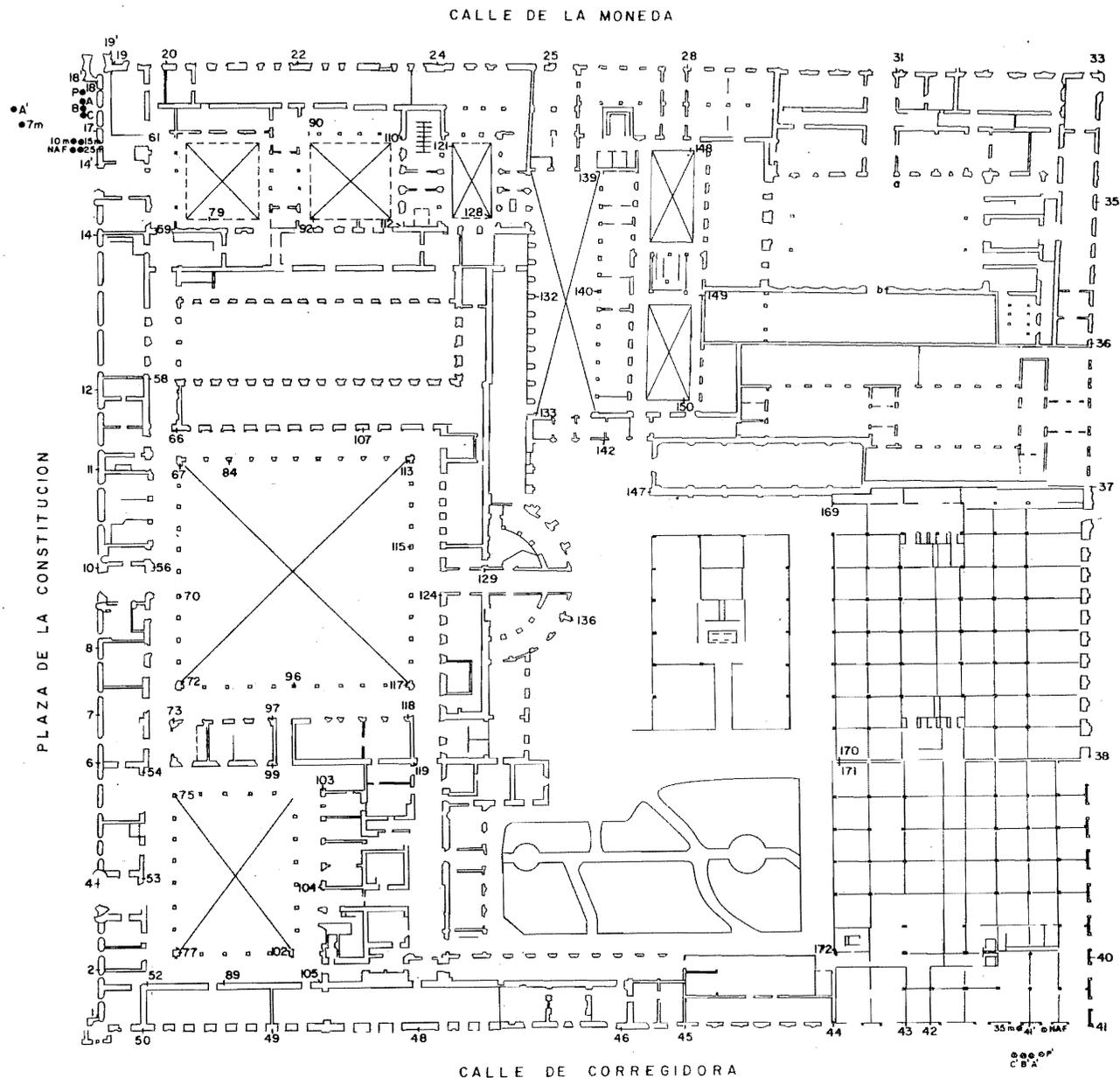
Para determinar las variaciones del N.A.F. se instalaron en cada una de las estaciones piezométricas y a una distancia horizontal de 1, 2 y 4 m. de cada uno de los pozos de inyección, detectores del mismo. Estos consisten en una perforación dentro de la cual se introduce una tubería de fierro fundido de una pulgada de diámetro (2.54 cm.) y a una profundidad de 20 cm. aproximadamente por debajo del N.A.F., periódicamente se introduce una sonda eléctrica que al ponerse en contacto con el agua freática cierra un circuito, que se re-

gistra en la superficie del terreno mediante un aparato eléctrico, momento en el cual se mide la profundidad a la que se introdujo la sonda y así la profundidad del N.A.F.

Para llevar un control de los movimientos de la estructura del Palacio Nacional se cuenta con 109 puntos de control seleccionados de los que en el pasado se utilizaron para determinar los movimientos del Palacio, estos se encuentran distribuidos en toda su estructura y consisten en una serie de pijas que son varillas que se introducen en los muros unas veces a presión y otras en las perforaciones previas realizadas para este efecto que se rellenan con un mortero de cemento. Las pijas tienen una longitud del orden de 10 cm. sobresaliendo del muro alrededor de 2 cm. La localización de los actuales puntos de control se puede observar en la figura VI.i.

Estos puntos se encuentran referidos al banco superficial localizado en la esquina de Licenciado Verdad - Moneda que a su vez es controlado con un banco profundo de la Comisión de Aguas del Valle de México.

Las mediciones que se obtengan de estos puntos de control, posteriores a la iniciación de la prueba, indicarán si el proceso de hundimientos diferenciales en la estructura del Palacio se presentan en la misma forma como hasta ahora lo han hecho o bien disminuyen.



INVESTIGACION TECNOLOGICA DE UN METODO
DE RECIMENTACION

UNAM

LOCALIZACION DE PUNTOS
DE CONTROL

FIGURA
VI. i.

CAPITULO VII

CAPITULO SEPTIMO

REALIZACION DE LA PRUEBA

Una vez analizado el aspecto teórico y concluida la colocación de instrumentos en campo, es posible la iniciación de la prueba de inyectado de agua a presión. En el presente capítulo se describe, la organización del personal que trabajó en esta prueba y la realiza---ción de las operaciones para los diferentes aparatos.

REPRODUCIDA Y ...

El inyectado de agua a presión en el Palacio Nacional se inició el día 21 de Julio de 1977 en la esquina Corregidora-Correo Mayor y el 1° de Agosto del mismo año en la de Moneda-Plaza de la Constitución; para comenzar la prueba fue necesario verificar que todos y cada uno de los aparatos que intervienen en su realización se encontraran en las mejores condiciones, un ejemplo de esto fue la purga que se realizó en la tubería que va del tanque al pozo de inyección, para la cual fue necesario instalar un jarro de aire en el primer codo que aparece después de la salida del tanque, este detalle se puede observar en la figura VII.a.

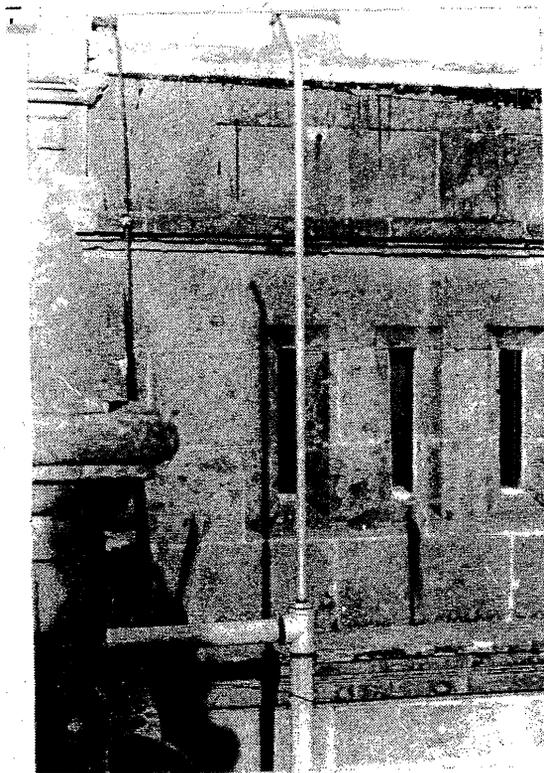


FIGURA VII.a Jarro de aire en la salida del tanque

La prueba se comenzó en ambas esquinas con un gasto - inicial de 0.5 litros por segundo, el cual varió en algunas ocasiones, como por ejemplo el 16 de agosto de 1977, día en que se inyectó en gas to de 2.00 litros por segundo en la estación 1.

Para determinar el incremento de presiones en el agua del subsuelo se realizaron mediciones en las estaciones piezométricas que se localizan en la cercanía del pozo de inyección; las mediciones se hicieron a partir del arranque de la prueba a 15 y 30 segundos, a 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 15, 20, 25 y 30 minutos, y posteriormente a intervalos de media hora.

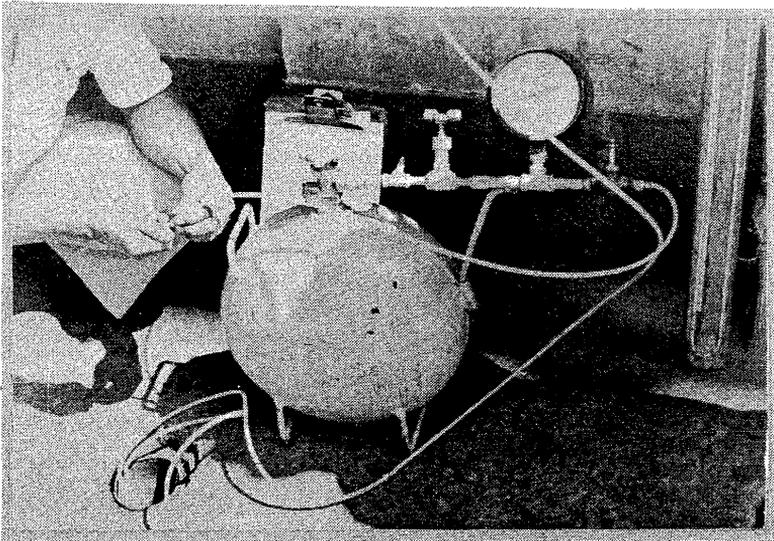


FIGURA VII.b. Operación de la compresora portátil para mediciones en piezómetros neumáticos.



FIGURA VII.c. Personal operando para obtener lecturas de piezómetros neumáticos.

En la figura VII.b. se puede observar el inicio de la medición en un piezómetro neumático, en donde por medio de una compresora portátil se inyecta aire a presión a través de la manguera de entrada hasta una presión que supere a la del agua en el subsuelo de la zona. La presión que se inyectó se puede medir con el manómetro localizado a la salida de la compresora.

Posteriormente se abre la llave de salida de aire en la compresora para llegar a equilibrar la presión inducida por el agua del subsuelo y finalmente se hace la lectura en la regla que posee una columna de mercurio cuando éste se encuentre en equilibrio. Esta operación se puede observar en la figura VII.c. Al pie de esta figura se -- pueden ver algunas de las bocas de los piezómetros que forman la estación piezométrica 5.



FIGURA VII.d. Operación en un piezómetro abierto

En la figura VII.d. se observa la forma en que se introduce la sonda eléctrica para obtener el registro de la presión en un piezómetro abierto. Esta operación consiste en observar el momento en que la aguja del amperímetro registre el cierre del circuito, o sea, cuando la sonda eléctrica toca la superficie del agua. En seguida se mide la profundidad a la que se encuentra la superficie del agua y de ahí se determina la presión del agua en ese punto.

Las variaciones de nivel de la superficie freática se determinaron a los mismos intervalos antes mencionados en los detectores localizados en las estaciones piezométricas y en los otros tres localizados a 1, 2 y 4 m. de los pozos de inyección.

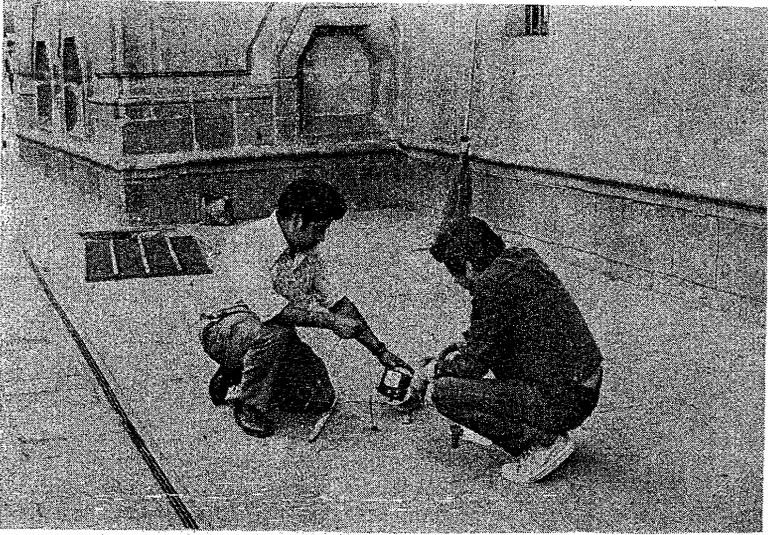


FIGURA VII. e. Operación para obtener el nivel de la superficie freática

El procedimiento para determinar la profundidad de la superficie freática se puede ver en la figura VII. e., el cual es similar al ejecutado para los piezómetros abiertos.

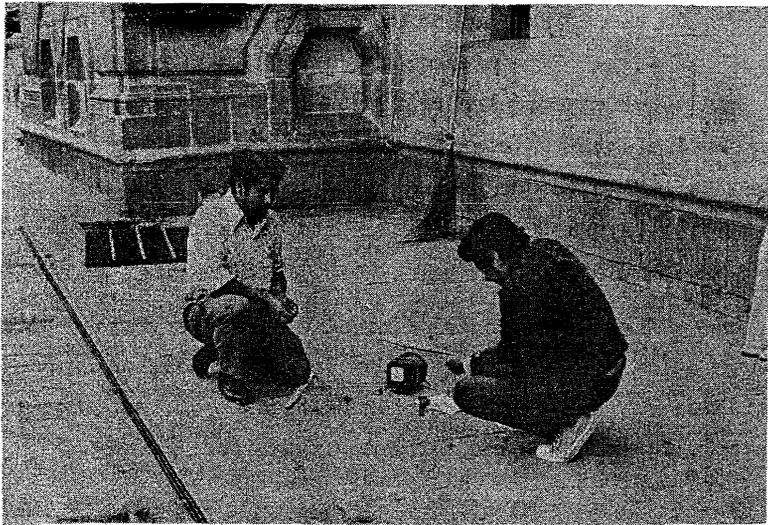


FIGURA VII. f. Medición de la sonda eléctrica introducida en el detector del N.A.F.

En la figura VII.f. se muestra la forma en que se mide la parte de la sonda eléctrica introducida en el detector del N.A.F. Cabe mencionar que en las figuras VII.e. y VII.f. se observa al fondo la rejilla que cubre la caja de la boca del pozo de inyección localizado - en la esquina de Plaza de la Constitución - Moneda.

El gasto que se inyecta al subsuelo y la presión con que se introduce se midieron con los instrumentos localizados en la caja que se encuentra en la boca del pozo (véase fig.VI.g.).

Las tres operaciones anteriores fueron realizadas por un personal compuesto de un ingeniero y cinco ayudantes, de éstos últimos dos operan la compresora y toman las lecturas de los aumentos de presión en los piezómetros neumáticos, otros dos miden por medio de la sonda eléctrica las variaciones de la presión en los piezómetros abiertos y los cambios del N.A.F. en los detectores del mismo, el último hace las mediciones de la cantidad y la presión con que se inyecta el gas to. El ingeniero coordina los trabajos realizados por sus ayudantes.



FIGURA VII.g Nivelación de puntos de control en la esquina de Plaza de la Constitución - Moneda.

Para conocer los movimientos que sufre el Palacio Nacional a partir de la iniciación de la prueba, se realizaron nivelaciones de los puntos de control situados en la proximidad del pozo de inyección a intervalos de media hora en el primer día y una nivelación diaria a partir del segundo día. Este trabajo fue efectuado por una brigada de topografía integrada por un ingeniero topógrafo y tres ayudantes, esta operación se puede ver en las figuras VII.g. y VII.h., en las cuales se están nivelando los puntos de control cercanos a la esquina Plaza de la Constitución - Moneda.

Los registros topográficos que se lleguen a obtener darán resultados directos apoyados en los resultados indirectos obtenidos por los aparatos piezométricos, ya que con aquellos se podrá determinar prácticamente si los hundimientos del Palacio Nacional continúan en forma normal, disminuyen ó se detienen.

Todos los trabajos descritos anteriormente están sujetos a un proceso de supervisión por un cuerpo de ingenieros, que son los que finalmente darán interpretación a los resultados.



FIGURA VII.h. Nivelación de puntos de control en la fachada principal

CAPITULO VIII

CAPITULO OCTAVO

- RESULTADOS OBTENIDOS -

En el presente capítulo se anotan y grafican los registros de los instrumentos piezométricos y topográficos después de la inciación de la prueba de inyectado de agua a presión. Con ellos se podrá determinar el comportamiento de la estructura y definir si la prueba va por un buen o mal camino.

En lo que se refiere a los registros piezométricos, se cuenta con resultados para determinar la forma en que se ha comportado la presión en el agua del suelo en las estaciones 1 y 5.

En la tabla VIII.a. se pueden observar los resultados para 3 y 30 días de inyección de agua en los piezómetros abiertos, en ella se anotan las variaciones que ha tenido la presión real con respecto a la hidrostática, teniendo signo positivo cuando la presión real es mayor que la hidrostática y negativo cuando sucede lo contrario. Se puede observar que tanto para 3 y 30 días de inyectado en la Estación 5 — existe un aumento de la presión real con respecto a la hidrostática, del orden de 0.001 kg/cm^2 a 0.107 kg/cm^2 entre la profundidad de 6.15 m. y 25 m. para 3 días y de 0.028 kg/cm^2 a 0.062 kg/cm^2 entre las mismas — profundidades para 30 días. Por otro lado en la Estación 1 existe una — disminución de la presión real con respecto a la hidrostática, del orden de 0.040 kg/cm^2 a 0.211 kg/cm^2 entre las profundidades de 7 m. a 25 m. para 3 días y de 0.015 kg/cm^2 a 0.147 kg/cm^2 entre las mismas profundidades para 30 días.

En la misma tabla VIII.a. también se anotan las variaciones de la presión real para 3 y 30 días con respecto a la presión — real antes de la iniciación de la prueba, de estos resultados se puede observar que en la Estación 1 y Estación 5 existe un aumento de presión del orden de 0.027 kg/cm^2 a 0.031 kg/cm^2 y de 0.040 kg/cm^2 a 0.259 kg/cm^2 respectivamente para los 3 primeros días de inyectado de agua; para el lapso de 30 días se tiene también un aumento en ambas Estaciones de 0.028 kg/cm^2 a 0.090 kg/cm^2 y de 0.053 kg/cm^2 a 0.175 kg/cm^2 respectivamente.

Los tiempos considerados de 3 y 30 días se tomaron con el fin de poder compararlos con los ya utilizados en el análisis teóri-

co, en la tabla VIII.c. se hace esta comparación que consiste en obtener el porcentaje que representa la presión real con respecto a la presión teórica, en las Estaciones 1 y 5, entre las profundidades en que supuestamente se debería de haber presentado la presión teórica. Este porcentaje se puede observar en la quinta columna de la misma tabla.

Analizando los porcentajes se puede ver que las presiones teóricas tienen un valor muy por encima de las presiones reales registradas en los aparatos piezométricos, excepto en la Estación 1 entre las profundidades de 15 m. y 25 m. en los 3 primeros días de inyectado de agua a presión.

Para los piezómetros neumáticos se elaboraron las tablas VIII.b. y VIII.d. en las cuales se hace el mismo análisis que para los piezómetros abiertos.

En la tabla VIII.b. se puede observar que para 3 días de inyectado existe un aumento de la presión real con respecto a la hidrostática en la Estación 1 a 15 m. de profundidad y una disminución a 10 m. y 25 m., en la Estación 5 un aumento de presión desde los 10 m. a los 25 m. Para 30 días se tiene un aumento de presión en la Estación 1 a los 15 m. de profundidad y una disminución a los 10 m. y 25 m., en la Estación 5 un aumento desde los 10 m. a 25 m. En la misma tabla se observa que en la Estación 1 a 15 m. y 25 m., la presión real a los 3 días con respecto a la presión real de un día antes de la iniciación de la prueba no aumenta ni disminuye, en cambio a los 10 m. existe un aumento; en la Estación 5 para el mismo tiempo la presión aumenta progresivamente desde los 10 m. hasta los 25 m. de profundidad. Para 30 días se tiene un aumento de presión tanto en la Estación 1 como en la 5 desde los 10 m. a los 25 m. de profundidad.

En la tabla VIII.d. se puede observar que la presión real registra a los 3 y 30 días de inyectado un porcentaje muy pequeño

TABLA VIII-a-

3 días de inyectado

| Estación Piezométrica | Prof. del pie- zómetro (m) | NAF (m) | Presión (Kg/cm ²) | | Variación de la p. real con respecto a la hidrostática (Kg/cm ²) | | Variación de la p. real con respecto a la p. antes de la prueba (Kg/cm ²) | |
|--------------------------|-------------------------------|------------|-------------------------------|-------|---|-------|--|-------------|
| | | | hidrostática | real | + | - | aumento | disminución |
| 1 | 7.00 | 2.18 | 0.482 | 0.442 | | 0.040 | 0.030 | |
| | 10.00 | 2.18 | 0.782 | 0.760 | | 0.022 | 0.031 | |
| | 15.00 | 2.18 | 1.282 | 1.252 | | 0.030 | 0.027 | |
| | 25.00 | 2.18 | 2.282 | 2.071 | | 0.211 | 0.027 | |
| 5 | 6.15 | 1.05 | 0.510 | 0.582 | 0.072 | | 0.097 | |
| | 10.00 | 1.07 | 0.893 | 0.894 | 0.001 | | 0.040 | |
| | 15.00 | 1.07 | 1.393 | 1.449 | 0.106 | | 0.096 | |
| | 25.00 | 1.07 | 2.393 | 2.500 | 0.107 | | 0.259 | |

30 días de inyectado

| Estación Piezométrica | Prof. del pie- zómetro (m) | NAF (m) | Presión (Kg/cm ²) | | Variación de la p. real con respecto a la hidrostática (Kg/cm ²) | | Variación de la p. real con respecto a la p. antes de la prueba (Kg/cm ²) | |
|--------------------------|-------------------------------|------------|-------------------------------|-------|---|-------|--|-------------|
| | | | hidrostática | real | + | - | aumento | disminución |
| 1 | 7.00 | 2.19 | 0.481 | 0.450 | | 0.031 | 0.028 | |
| | 10.00 | 2.19 | 0.781 | 0.766 | | 0.015 | 0.037 | |
| | 15.00 | 2.19 | 1.281 | 1.265 | | 0.016 | 0.040 | |
| | 25.00 | 2.19 | 2.281 | 2.134 | | 0.147 | 0.090 | |
| 5 | 6.15 | 1.12 | 0.503 | 0.543 | 0.040 | | 0.058 | |
| | 10.00 | 1.12 | 0.888 | 0.942 | 0.054 | | 0.088 | |
| | 15.00 | 1.12 | 1.388 | 1.450 | 0.062 | | 0.097 | |
| | 25.00 | 1.12 | 2.388 | 2.416 | 0.028 | | 0.175 | |

Nota: Registro de piezómetros abiertos

TABLA VIII-b-

3 días de inyectado

| Estación Piezométrica | Prof. del pie- zómetro (m) | NAF (m) | Presión (Kg/cm ²) | | Variación de la p.real con respecto a la hidrostática (Kg/cm ²) | | Variación de la p.real con respecto a la p.antes de la prueba(Kg/cm ²) | |
|--------------------------|-------------------------------|------------|-------------------------------|-------|--|-------|---|-------------|
| | | | hidrostática | real | + | - | aumento | disminución |
| | | | | | | | | |
| 1 | 10.00 | 2.19 | 0.781 | 0.760 | | 0.021 | 0.010 | |
| | 15.00 | 2.19 | 1.281 | 1.350 | 0.069 | | 0 | |
| | 25.00 | 2.19 | 2.281 | 2.130 | | 0.151 | 0 | |
| 5 | 10.00 | 0.97 | 0.903 | 1.000 | 0.097 | | 0.100 | |
| | 15.00 | 0.97 | 1.403 | 1.580 | 0.177 | | 0.130 | |
| | 25.00 | 0.97 | 2.403 | 2.460 | 0.357 | | 0.260 | |

30 días de inyectado

| Estación Piezométrica | Prof. del pie- zómetro (m) | NAF (m) | Presión (Kg/cm ²) | | Variación de la p.real con respecto a la hidrostática (Kg/cm ²) | | Variación de la p.real con respecto a la p.antes de la prueba(Kg/cm ²) | |
|--------------------------|-------------------------------|------------|-------------------------------|-------|--|-------|---|-------------|
| | | | hidrostática | real | + | - | aumento | disminución |
| | | | | | | | | |
| 1 | 10.00 | 2.17 | 0.780 | 0.760 | | 0.020 | 0.010 | |
| | 15.00 | 2.17 | 1.280 | 1.360 | 0.080 | | 0.010 | |
| | 25.00 | 2.17 | 2.280 | 2.200 | | 0.080 | 0.070 | |
| 5 | 10.00 | 1.09 | 0.897 | 1.000 | 0.103 | | 0.100 | |
| | 15.00 | 1.09 | 1.397 | 1.550 | 0.153 | | 0.100 | |
| | 25.00 | 1.09 | 2.397 | 2.630 | 0.233 | | 0.130 | |

Nota: Registro de piezómetros neumáticos

TABLA VIII- c-

3 días de inyectado

| Estación Piezométrica | Prof. del pie- zómetro (m) | Presión (Kg/cm ²) | | % de variación |
|--------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------|----------------|
| | | Análisis Teórico | real | |
| 1 | 7.00 | 1.19 | 0.442 | 37.14 |
| | 10.00 | | 0.760 | 63.87 |
| | 15.00 | | 1.252 | 105.21 |
| | 25.00 | | 2.071 | 174.03 |
| 5 | 6.15 | 9.45 | 0.582 | 6.16 |
| | 10.00 | | 0.894 | 9.46 |
| | 15.00 | | 1.449 | 15.33 |
| | 25.00 | | 2.500 | 26.45 |

30 días de inyectado

| Estación Piezométrica | Prof. del pie- zómetro (m) | Presión (Kg/cm ²) | | % de variación |
|--------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------|----------------|
| | | Análisis Teórico | real | |
| 1 | 7.00 | 17.70 | 0.450 | 2.54 |
| | 10.00 | | 0.766 | 4.33 |
| | 15.00 | | 1.265 | 7.15 |
| | 25.00 | | 2.134 | 12.06 |
| 5 | 6.15 | 15.30 | 0.543 | 3.55 |
| | 10.00 | | 0.942 | 6.16 |
| | 15.00 | | 1.450 | 9.48 |
| | 25.00 | | 2.416 | 15.79 |

Nota: Comparación de los resultados obtenidos con los piezómetros abiertos con la presión del análisis teórico.

TABLA VIII-d-

3 días de inyectado

| Estación Piezométrica | Prof. del pie- zómetro (m) | Presión (Kg/cm ²) | | % de variación |
|--------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------|----------------|
| | | Análisis Teórico | real | |
| 1 | 10.00 | 1.19 | 0.760 | 63.86 |
| | 15.00 | | 1.350 | 113.44 |
| | 25.00 | | 2.130 | 178.99 |
| 5 | 10.00 | 9.45 | 1.000 | 10.58 |
| | 15.00 | | 1.580 | 16.72 |
| | 25.00 | | 2.760 | 29.21 |

30 días de inyectado

| Estación Piezométrica | Prof. del pie- zómetro (m) | Presión (Kg/cm ²) | | % de variación |
|--------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------|----------------|
| | | Análisis Teórico | real | |
| 1 | 10.00 | 17.70 | 0.760 | 4.29 |
| | 15.00 | | 1.360 | 7.68 |
| | 25.00 | | 2.200 | 12.43 |
| 5 | 10.00 | 15.30 | 1.000 | 6.54 |
| | 15.00 | | 1.550 | 10.13 |
| | 25.00 | | 2.630 | 17.19 |

Nota: Comparación de los resultados obtenidos con los piezómetros neumáticos con la presión del análisis teórico.

con respecto a la presión teórica calculada, excepto en la Estación 1 - entre los 15 m. y 25 m. para los 3 primeros días. Esto coincide con lo analizado en la tabla VIII.c. para los piezómetros abiertos.

Con los registros de los piezómetros abiertos y neumáticos de las Estaciones 1 y 5 se elaboraron las figuras VIII.a., VIII.b., VIII.c. y VIII.d., en donde se muestra el comportamiento de la presión real y la presión hidrostática durante los primeros 30 días de inyectado de agua.

En la figura VIII.a., que corresponde a los piezómetros abiertos de la Estación 1, se puede observar que la presión hidrostática se encuentra por arriba de la presión real, excepto en el décimo sexto día, fecha en que se abrió la válvula y se dejó pasar un mayor gasto, debido a esto se puede explicar el porqué la presión real supera a la hidrostática en ese día, sin embargo a partir del día siguiente se inyectó nuevamente el gasto de 0.4 lts/seg, bajando de nuevo el valor de la presión real con respecto a la hidrostática.

En la figura VIII.b., en donde se grafican los valores registrados por los piezómetros abiertos de la Estación 5, se puede ver que la presión real es mayor que la presión hidrostática durante los primeros 30 días de inyectado de agua que se muestran en la figura. Cabe hacer notar que en el piezómetro instalado a 15 m. de profundidad se encuentra la mayor diferencia entre las presiones real e hidrostática.

En las figuras VIII.a. y VIII.b. el valor inicial de la presión hidrostática y real corresponde a las lecturas obtenidas el 23 de Mayo de 1977 y que se muestran en las figuras II.l., II.ll., II.m. y II.n.

En la figura VIII.c. se indican los valores de la presión real e hidrostática en los piezómetros neumáticos de la Estación 1,

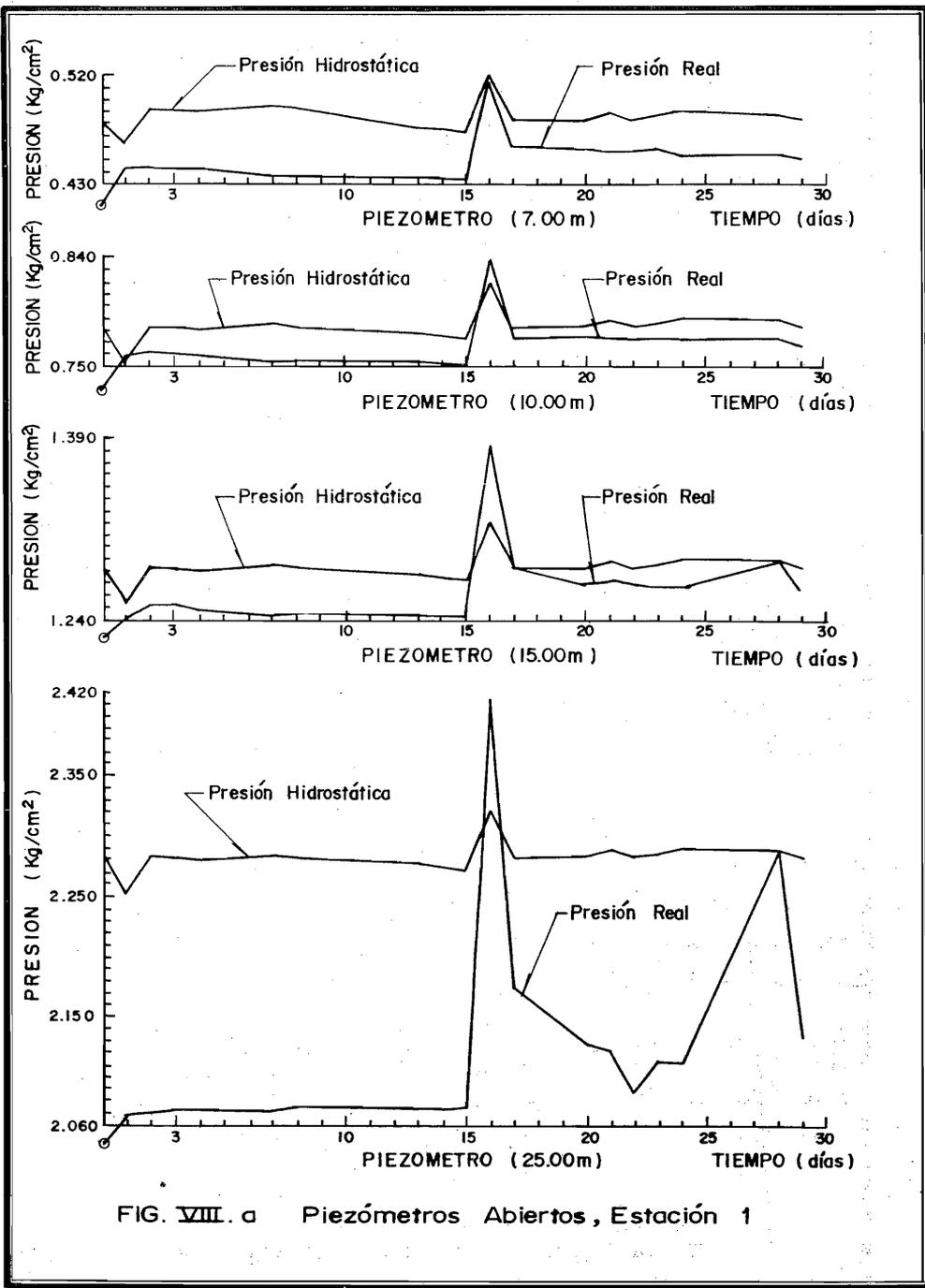


FIG. VIII. a Piezómetros Abiertos, Estación 1

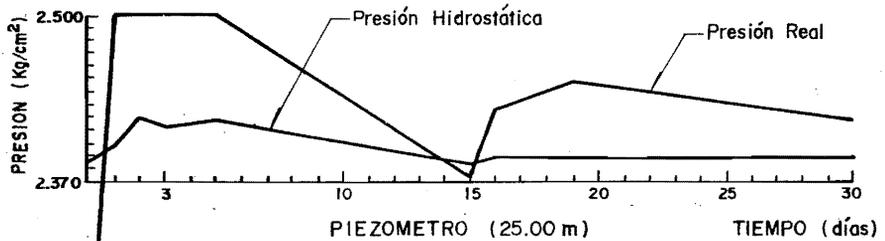
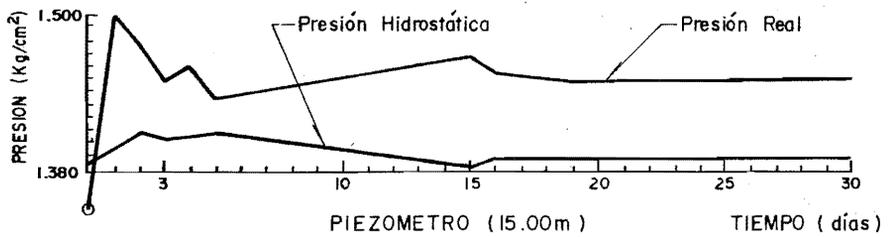
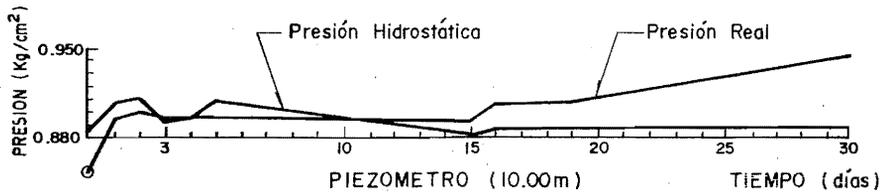
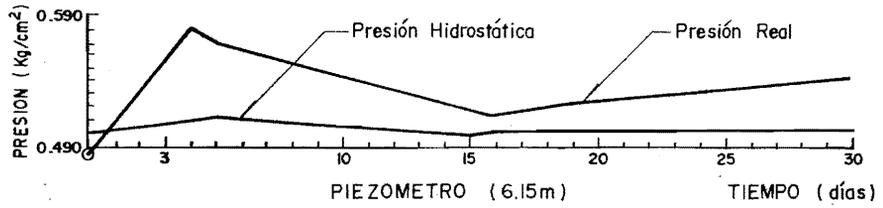


FIG. VIII.b Piezómetros Abiertos, Estación 5

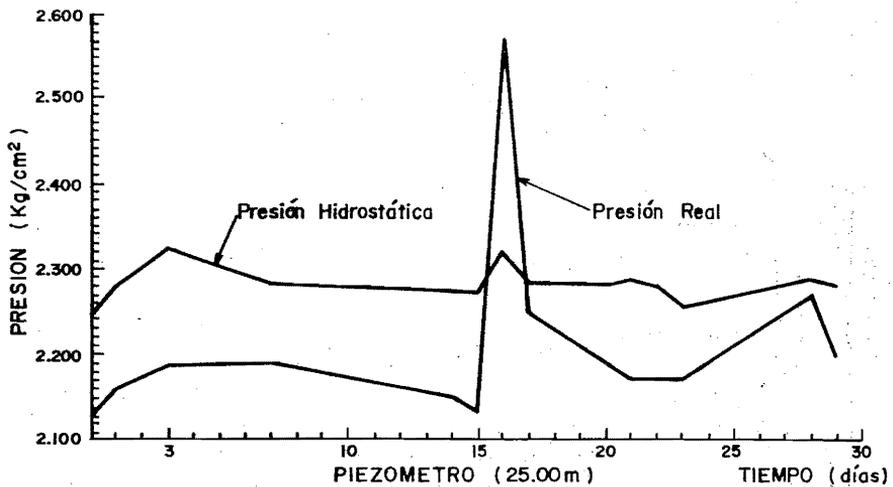
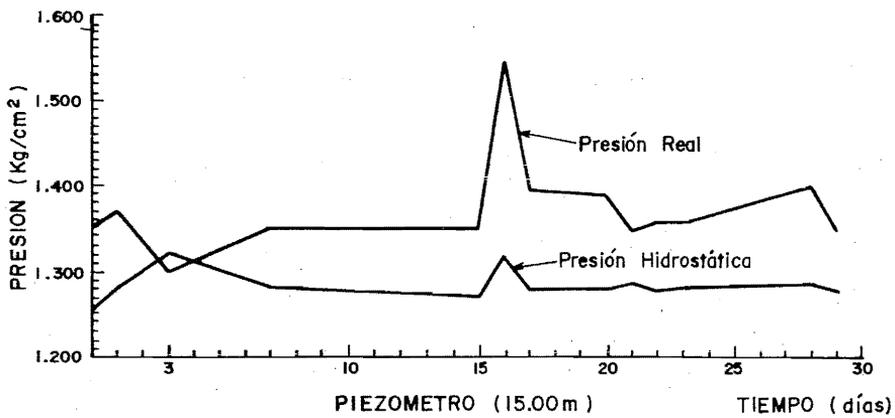
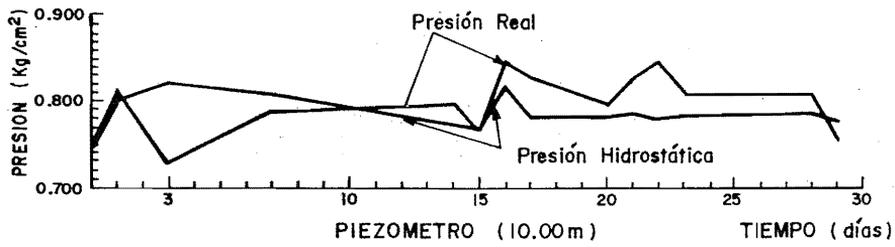


FIG. VIII. c Piezómetros Neumáticos, Estación 1

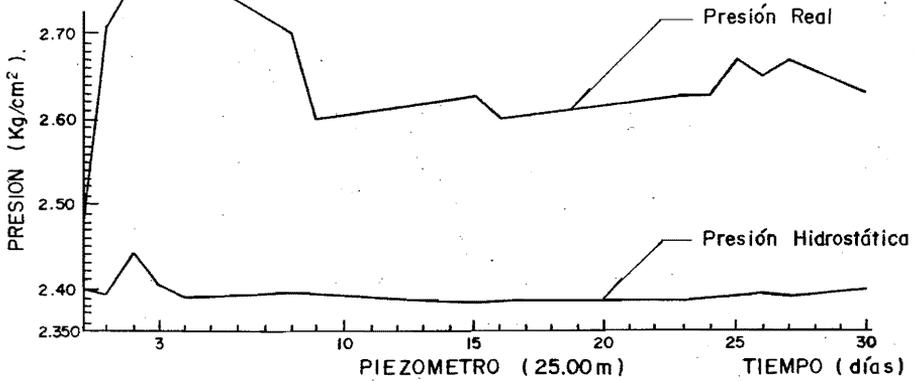
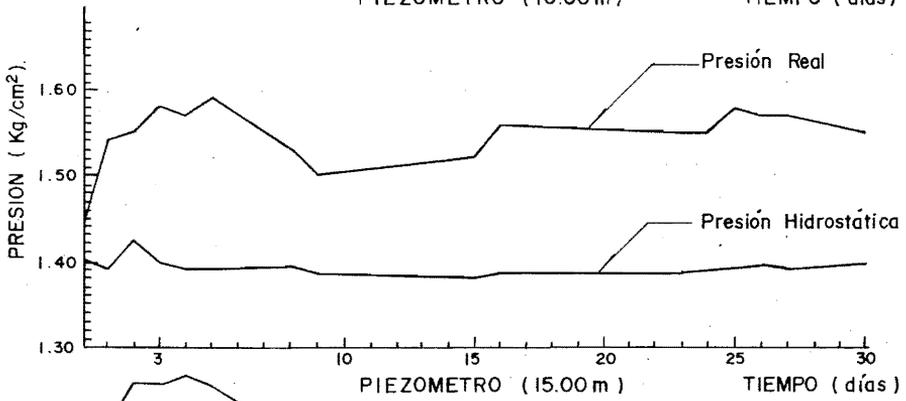
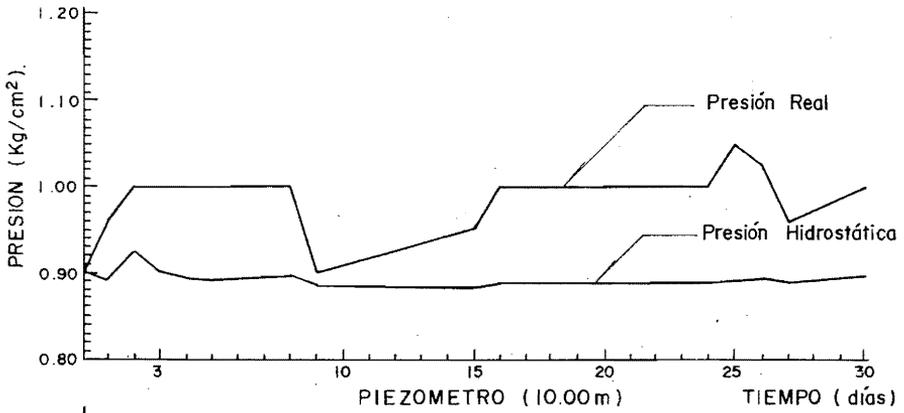


FIG. VIII. d Piezómetros Neumáticos, Estación 5.

se puede observar que a una profundidad menor la presión real supera a la hidrostática.

En la figura VIII.d., que corresponde a la gráfica de los piezómetros neumáticos de la Estación 5, se puede observar que la presión real supera a la presión hidrostática aumentando la diferencia a profundidades mayores.

En lo que respecta a los registros topográficos se tienen datos de nivelaciones de los puntos 40, 41, 41', 42 que se encuentran en la zona de la esquina Corregidora-Correo Mayor, de las bocas -- del piezómetro abierto instalado a 35 m. de profundidad, del pozo de inyección, de los detectores del N.A.F. localizados a 1, 2 y 4 m del pozo de inyección y del que se encuentra en la Estación Piezométrica, éstos últimos se localizan en la Estación 5 y se pueden ver en la figura VI.i.

Las figuras VIII.e.1. y VIII.e.2. muestran los movimientos verticales de los puntos de control antes mencionados a partir de la iniciación de la prueba. Aparentemente estos resultados indican que los puntos tienen un movimiento ascendente, llegando a valores de hasta +18 mm. en el punto N.A.F.c.

Para la Estación 1 se cuenta con nivelaciones en las bocas del pozo de inyección, de los detectores del N.A.F. localizados a 1, 2 y 4 m. de aquél, del detector instalado en la Estación Piezométrica y de los piezómetros abiertos colocados a 10, 15 y 25 m. de profundidad dentro de la misma estación, también en los puntos 14, 14', 17, 18', 19' y 20 que se encuentran en la cercanía de la esquina Plaza de la -- Constitución-Moneda, éstos puntos se pueden localizar en la figura VI.i.

Las figuras VIII.f.1., VIII.f.2. y VIII.f.3. registran los movimientos de los puntos de control de la Estación 1 después del --

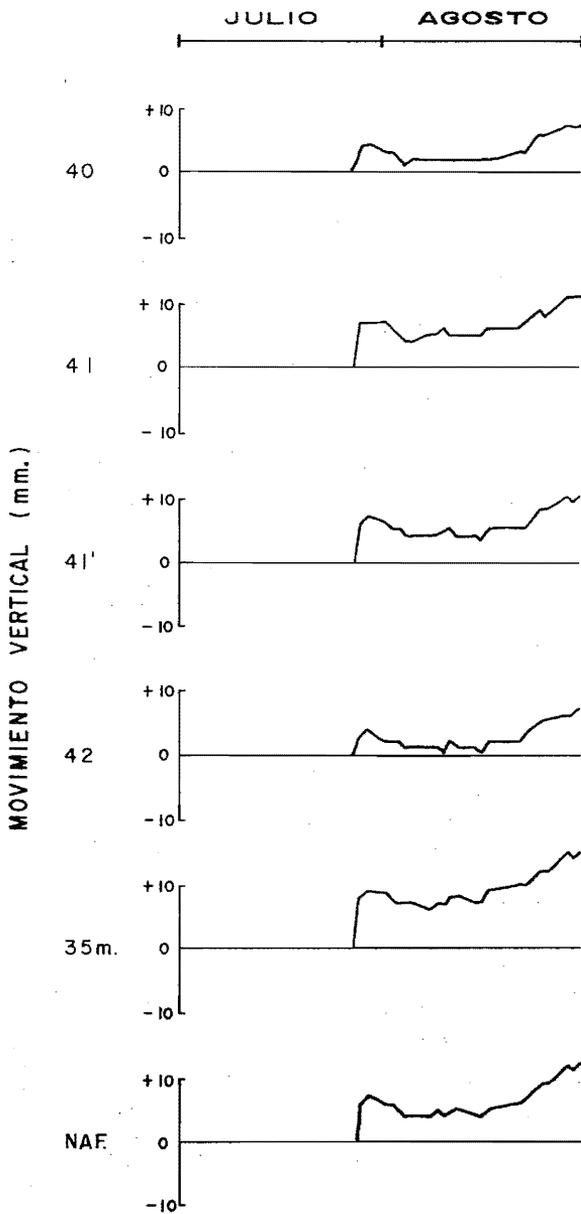


FIG. VIII.e.1 Gráficas de nivelaciones después del inicio de inyectado de agua, de los puntos de control de la Estación 5.

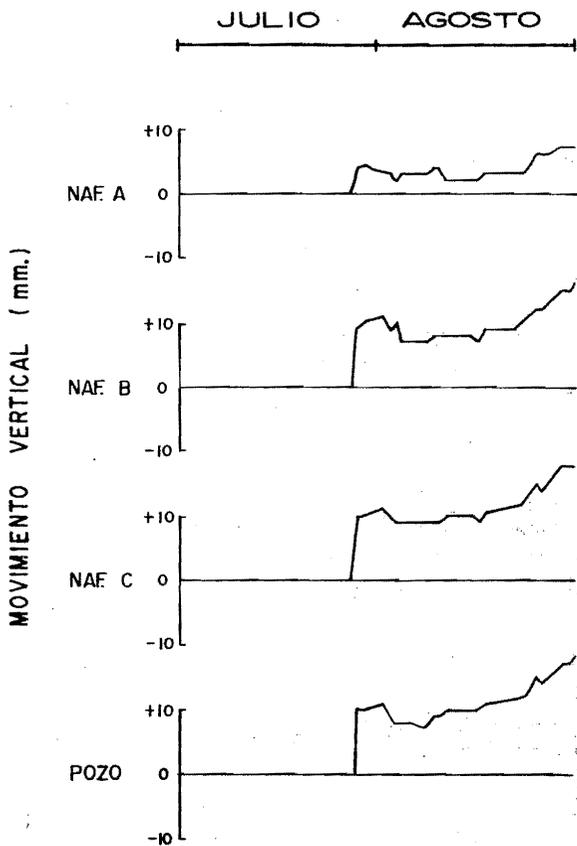


FIG. VIII.e.2 Gráficas de nivelaciones después del inicio del inyectado de agua, de los puntos de control de la Estación 5.

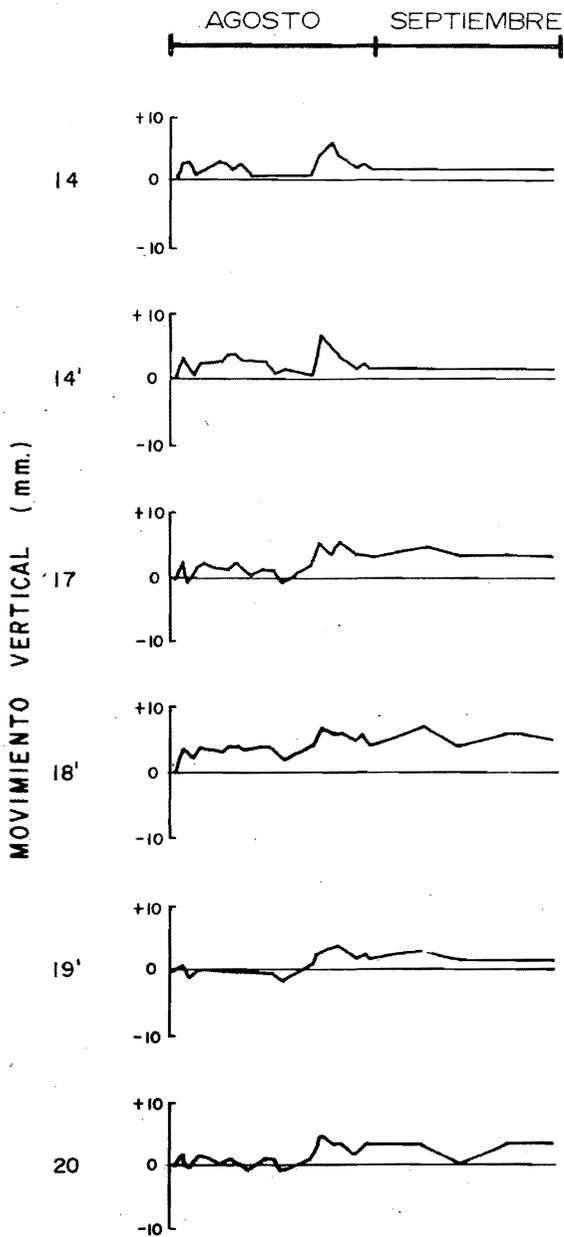


FIG. VIII. f.1 Gráficas de nivelaciones después del inicio de inyectado de agua de los puntos de control de la Estación I.

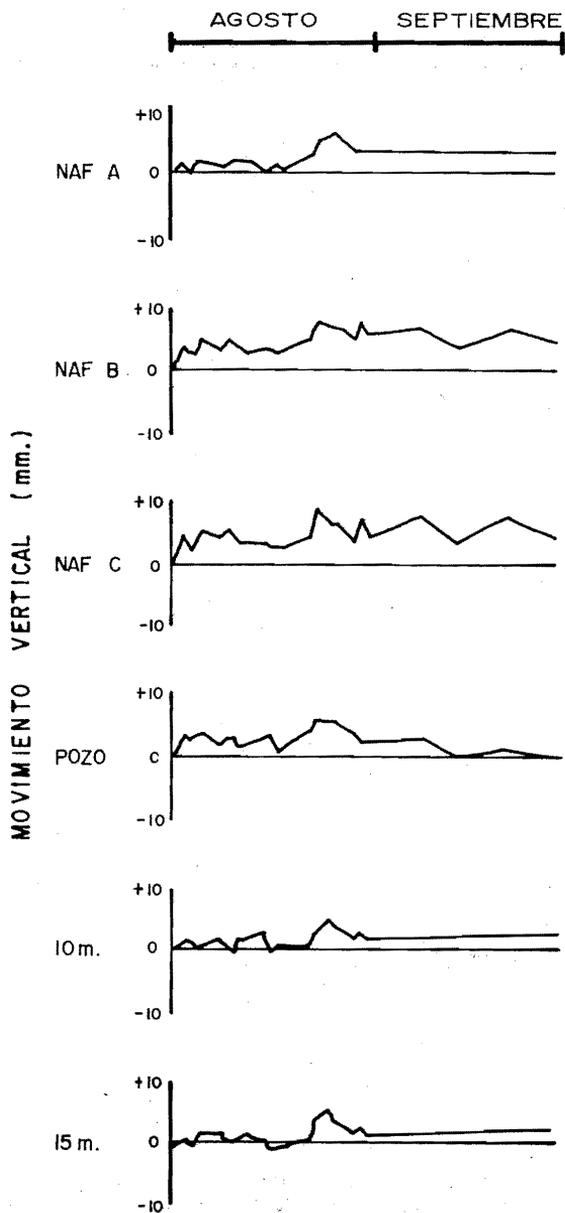


FIG. VIII. f.2 Gráficas de nivelaciones después del inicio de inyectado de agua de los puntos de control de la Estación I.

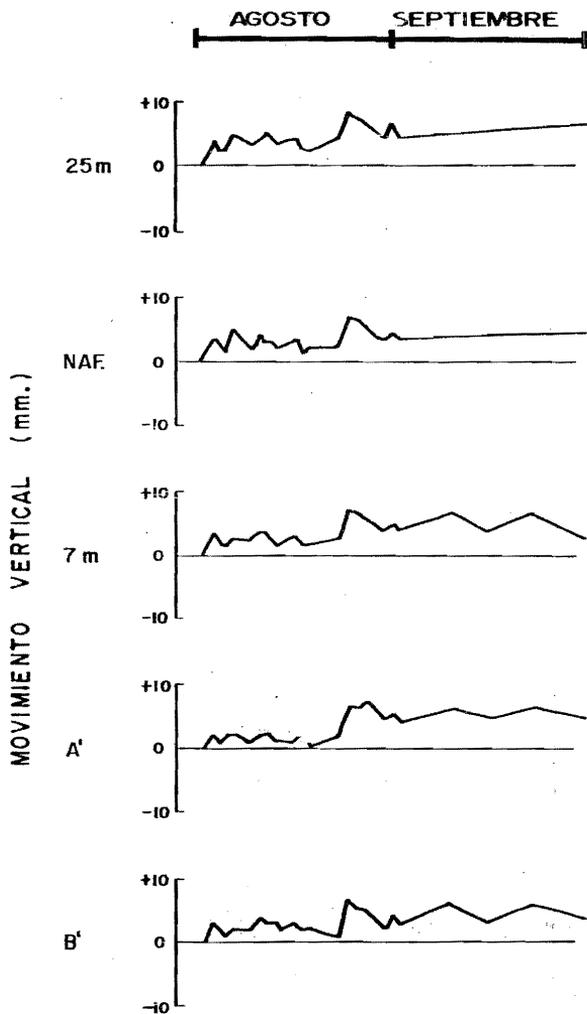


FIG. VIII.f.3 Gráficas de nivelaciones después del inicio de inyectado de agua, de los puntos de control de la Estación 1.

comienzo de la prueba, en donde se ve la tendencia a elevarse de todos los puntos, llegando a valores de hasta +8 mm. en el punto N.A.F.C.

Se puede observar que los registros topográficos de los puntos de control de las Estaciones 1 y 5 muestran un ascenso general, lo que indica que en ambas esquinas el Palacio Nacional está sufriendo un pequeño ascenso, esto va en contra de la teoría debido a -- que ésta establece que al inyectar agua a presión los hundimientos no continúan.

CAPITULO IX

CAPITULO NOVENO

CONCLUSIONES

En nuestro país se tiene actualmente una dependencia - extranjera en casi todos los aspectos, principalmente en el mercado, - capital y tecnología, por ello cualquier esfuerzo que intente transformar la naturaleza para nuestro beneficio, redundará en una tecnología propia pudiendo lograr así en un momento dado que tal dependencia disminuya.

El presente trabajo es una aportación a la investigación, uno de sus propósitos es fomentar al futuro la realización de -- trabajos que impliquen una búsqueda de nuevos principios, teorías ó métodos para su aplicación en las diferentes ramas de Ingeniería.

Dentro de la Mecánica de Suelos la prueba de inyectado de agua a presión representa un intento tecnológico para mejorar la cimentación de un edificio, en este caso particular la del Palacio Nacional.

Teniendo presente algunos aspectos tales como que la - estructura del Palacio Nacional es una construcción colonial pesada -- que fue desplantada en un suelo de muy baja resistencia, que a través de su historia ha sufrido el efecto de incendios, sismos y hundimientos, además de representar un legado cultural muy valioso para nuestro país y de ser el lugar en donde se asienta el poder ejecutivo de la nación, es muy importante lograr la estabilización de su estructura, de ahí la justificación del estudio llevado a cabo por parte de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas para mejorar su cimentación.

Con el fin de poder realizar un análisis teórico de la prueba de inyectado de agua a presión se recurrió a las teorías existentes de flujo de agua en suelos y además se tuvo la necesidad de establecer nuevas hipótesis con el fin de poder fundamentar el método.

En esta prueba ha tenido un especial énfasis la instrumentación, la cual persigue dos objetivos principales, el de llevar un control de lo que está sucediendo en el sitio y el de verificar las hipótesis de la teoría. Si se quiere dar un orden de importancia se puede concluir que el segundo tiene mayor trascendencia que el primero, porque con él es posible aceptar una teoría o bien desecharla.

En el Palacio Nacional la instrumentación hizo posible la obtención de resultados para su interpretación posterior. Se concluye que el número de instrumentos colocados fue suficiente, ya que nunca se tuvo la necesidad de suponer datos en algún punto donde no existieran aparatos, de ahí que su localización fue la apropiada.

Por otro lado, para poder efectuar las mediciones de control de la obra se requiere de un personal que en este caso resultase mínimo, se piensa que con el tiempo este control será automático.

Para que realmente se pueda asegurar que el método expuesto en este trabajo de resultado, cumpliendo ó no con las teorías -- utilizadas, se requiere de tiempo. En este caso particular se puede -- afirmar en base a los datos obtenidos, que al momento presente (Octubre de 1977) la prueba ha resultado satisfactoria únicamente en la inmediata vecindad de la ubicación de los pozos de inyección. Posteriormente -- se podrá verificar el éxito de la prueba en toda la zona del Palacio Nacional. En caso de resultar positivo se podría ampliar el estudio al -- problema de hundimiento de la Ciudad de México, el cual implicaría la -- instalación de pozos de inyección distribuidos en toda la Ciudad, de -- tal manera que el aumento de presión en el agua del subsuelo igualara --

la hidrostática en todos los puntos. Esta aplicación considera que delcaudal extraído por medio de pozos para abastecimiento de agua potable, un pequeño porcentaje (del orden de 5% al 15%) se inyectaría al suelo con la presión necesaria para cumplir con el objetivo. Por otro lado, si la prueba no da buenos resultados, de cualquier manera sería un éxito, porque desde un punto de vista muy particular se llevó a cabo una investigación que puede dar las bases para analizar un nuevo procedimiento.

Con los resultados obtenidos en el Capítulo Octavo en lo referente a las presiones en el agua del subsuelo del Palacio Nacional y comparándolos con los resultados teóricos obtenidos en el Capítulo Quinto, se puede afirmar que para 30 días de inyectado de agua los resultados difieren en una proporción alta. Aparentemente existen varias causas que explican estas diferencias, una de ellas es que en la vecindad de los pozos de inyección existen instalaciones de teléfonos, de energía eléctrica y otras que continuamente se inundaban cuando se inyectaba agua, esto implica una pérdida de presión en el agua inyectada, otra causa se debe muy probablemente a la falta de continuidad en la inyección del agua debido a interrupciones en el sistema de energía eléctrica y fallas en las bombas de alimentación de los tinacos, cabe hacer notar que en la teoría se consideró una inyección constante del caudal, una tercera causa es debida a que la inyección se comenzó en un solo pozo y ocho días después se inició en el otro, lo que no se considera en la teoría.

Otro propósito perseguido en esta prueba fue relacionar la transmisión de presión tanto en suelos permeables como en los impermeables. Los resultados que se observan en las tablas VIII.a. y VIII.b. para los piezómetros instalados a 6.15 m. y 7.00 m. de profundidad alojados en material permeable y los resultados que se ven en las tablas VIII.c. y VIII.d. para los piezómetros instalados a 10 m. de profundidad alojados en material impermeable, indican que existe una aparentemente contrariedad con la teoría, debido a que ésta establece que la --

presión se transmite más rápidamente en suelos permeables que en impermeables.

Por lo que se refiere a los resultados topográficos — también existe una contrariedad con la teoría porque los resultados expuestos en el Capítulo Octavo indican una tendencia de las esquinas, en donde se encuentran los pozos de inyección, a elevarse, y las hipótesis planteadas indican una suspensión de los hundimientos.

Las conclusiones expuestas en los dos párrafos anteriores se encuentran sujetas a un análisis posterior.

En la actualidad la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas realiza el estudio de un modelo para perfeccionar el sistema de inyectado de agua a presión que hasta el momento se ha — utilizado.

Bibliografía General

- Marsal, R.J. y Mazari, M.; El Subsuelo de la Ciudad de México, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. 1969, 2 vols., 2da. edición.
- Carrillo N.; El Hundimiento de la Ciudad de México y Proyecto Texcoco; Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México 1969.
- V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos; Tomo I; México 1970.
- Memoria de las Obras del Sistema del Drenaje Profundo del Distrito Federal; Departamento del Distrito Federal, Tomo I; México 1975.
- Palacio Nacional, Inyección de Agua a Presión en el Terreno de Apoyo; Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas; México 1977.
- Informe Técnico del Estado Actual de la Estructura del Palacio Nacional; Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas; México - - 1977.
- Palacio Nacional; Secretaría de Obras Públicas; México 1976.
- Kirrev, J. Ivan; Compendio Geológico Para Uso de Ingenieros Civiles; Secretaría de Obras Públicas; México 1961.
- Piezómetro Neumático, Plan Texcoco, Secretaría de Recursos Hidráulicos, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., 1971.
- T.H. Hanna; Foundation Instrumentation; Series on Rock and Soil Mechanics. Trans Tech Publications. U.S.A. 1973.

- Zeevaert, Leonardo; Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions; Van Nostrand Rein hold Company; N.Y. 1972.
- Juárez Badillo E., Rico Rodríguez A., Mecánica de Suelos, Tomo I, 3era. edición, Editorial Limusa, México 1975.
- Serie de Ejercicios de Mecánica de Suelos Teórica, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México 1970.
- Marsal, R.J., Sainz, O.I.; Breve Descripción del Hundimiento de la Ciudad de México, México 1956.
- Aspectos del Hundimiento de la Ciudad de México y Medidas que se Proponen para Contrarrestarlo; Comisión de Aguas del Valle de México, México 1960.
- Folleto de Pilotes de Control; PICOSA, México 1976.
- Davis, S.N., R. de Wiest; Hidrogeología, Ediciones Ariel; Barcelona, España 1971.

Hacemos presente nuestro agradecimiento a los señores:

Ing. Pedro Martínez Mendoza

Ing. René Domínguez Peña

Ing. Alfonso López Ordoñez

Sr. Efren Bañuelos Ramírez

por la ayuda desinteresada que nos brindaron para la elaboración de esta Tesis.