

1418



ESCUELA NACIONAL  
DE  
INGENIEROS  
UNAM

TESIS PROFESIONAL

DESCARTE



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.

**ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**Tesis Profesional que  
presenta la Pasante**

**ISABEL CISNEROS AGUIRRE**

**para optar por el  
título de**

**INGENIERA CIVIL**

**Ciudad de México  
1955**

A la memoria de mi padre

Sr. SALVADOR CISNEROS ROJO

A la memoria de mi abuela

Sra. SARA CORDOVA DE AGUIRRE

Inefablemente, a mi madre

Dña ROSARIO AGUIRRE DE CISNEROS

A CARLOS, mi único hermano

A mis maestros de la

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS - U.N.A.M.

A mis compañeros y amigos de la

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS - U.N.A.M.

A los trabajadores de la

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS - U.N.A.M.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA  
Dirección  
Núm. 731-1043 T  
Exp. Núm. 731/214.2/- 2113

A la Pasante Señorita Isabel CISNEROS AGUIRRE  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección, propuso el señor profesor ingeniero Francisco Zamora Millán, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

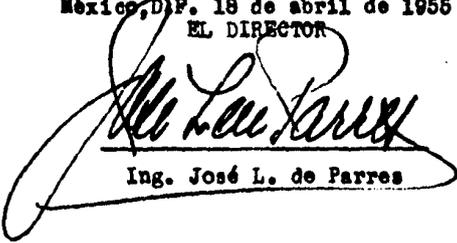
"ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA LA EDIFICACION DE LOS EDIFICIOS MULTIFAMILIARES QUE CONSTRUIRA EL B.N.H.U.O.P., S.A. EN EL PREDIO UBICADO EN LA CALLE DE MIXCALCO, LA AVENIDA GUATEMALA, VIDAL ALCOCER Y EL CALLE - JON DE MIXCALCO. Dicho estudio deberá constar de las siguientes partes:

- 1.- Trabajos de Campo.
- 2.- Pruebas de Laboratorio para determinar las deformaciones del terreno.
- 3.- Cálculos de Gabinete."

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar su examen profesional.

Muy atentamente.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
México, D.F. 18 de abril de 1955  
EL DIRECTOR

  
Ing. José L. de Parres

**ESTUDIO DE**

**MECANICA DE SUELOS**

**PARA LA EDIFICACION DE LOS EDIFICIOS MULTIFAMILIARES  
QUE CONSTRUIRA EL B.N.H.U.O.P., S.A. EN EL PREDIO  
UBICADO EN LA CALLE DE MIXCALCO, LA AVENIDA GUATEMA-  
LA, VIDAL ALCOCER Y EL CALLEJON DE MIXCALCO.**

## A N T E C E D E N T E S

En el predio comprendido entre la calle de Mixcalco, al Norte; la Avenida Guatemala, al Sur; la Avenida Vidal Alcocar, al Este, y el Callejón de Mixcalco, al Oeste, el Banco Nacional Hipotecario Urbano y de Obras Públicas, S. A., va a construir un grupo de edificios, del cual aparece el esquema en el plano # 1. De estos edificios, unos serán multifamiliares; los otros, locales para comercio.

Los multifamiliares constarán de apartamentos y se rán de cuatro plantas. Se identifican en el plano con las letras A, B, C, D y E.

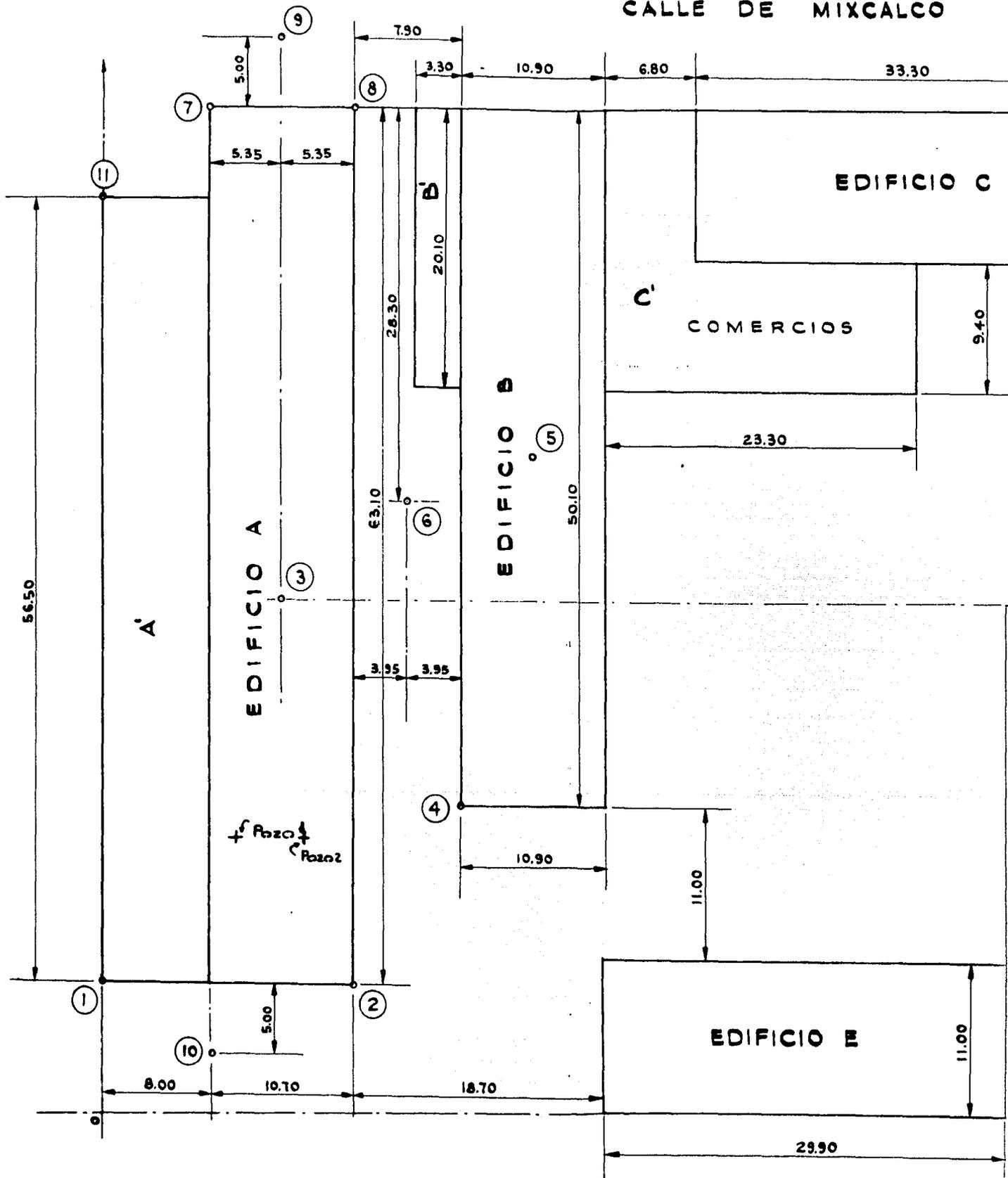
Los edificios destinados a locales para comercio se rán de una sola planta. Estos son los A', B', C' y D'.

De acuerdo con la técnica moderna, los ingenieros encargados de la construcción de los edificios pesados necesitan saber cómo operará la carga sobre el terreno.

En el presente caso, con los datos de carga sobre el terreno, que proporciona el Banco, haremos los estudios procedentes a fin de formular las recomendaciones necesarias para el diseño adecuado de la cimentación de los edificios multifamiliares mencionados.

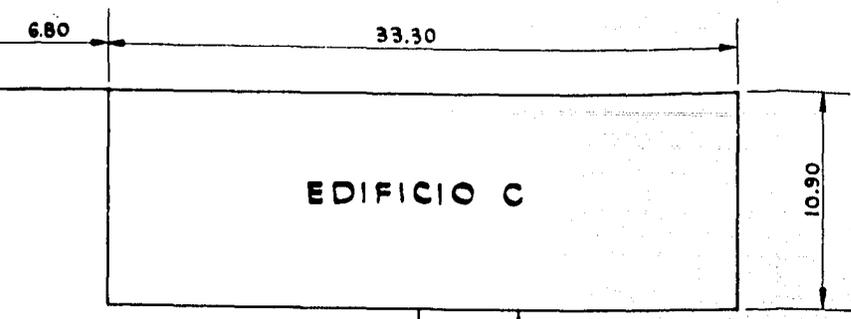
CALLE DE MIXCALCO

CALLEJON DE MIXCALCO

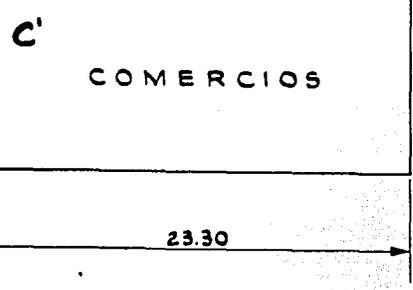
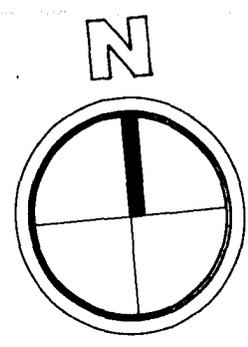


AV. GUATEMALA

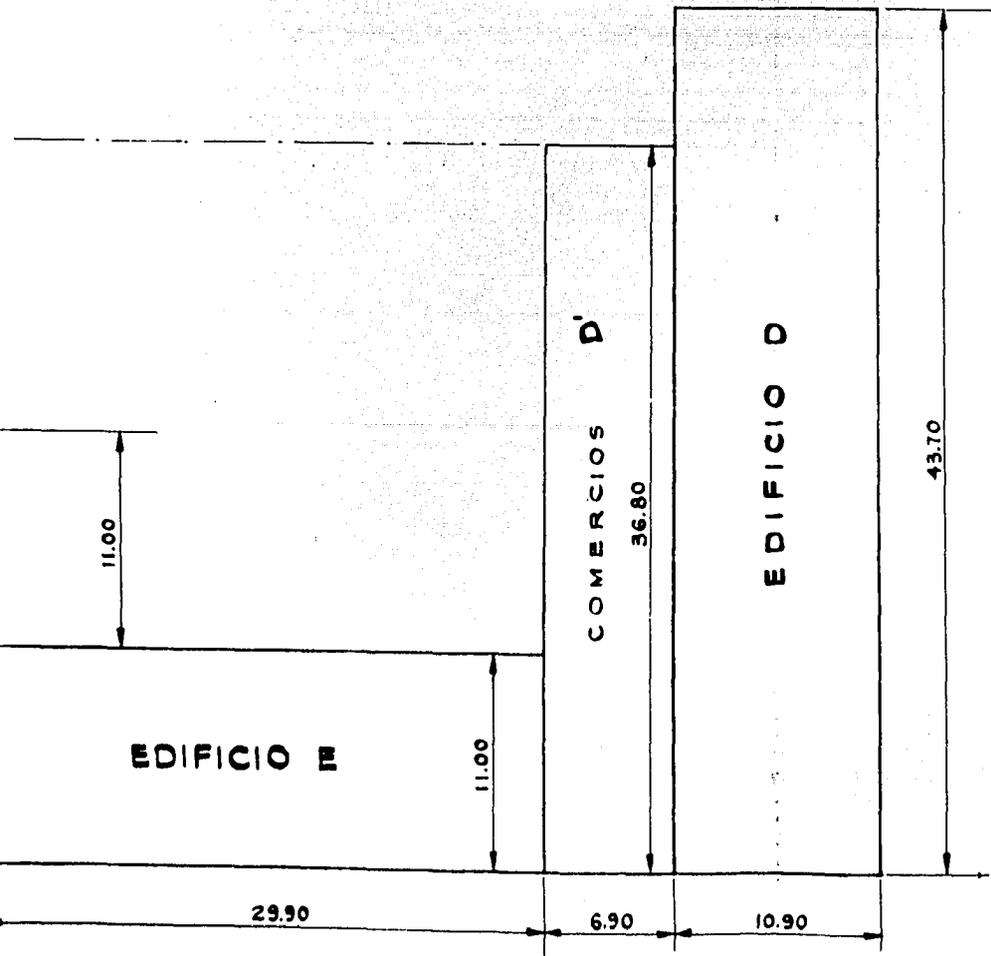
CALLE DE MIXCALCO



+ Pozo 3



AV. VIDAL ALCOCER (ANILLO DE CIRCUNVALACION)



NOTA:  
Acotaciones en centímetros.

CROQUIS DE LOS EDIFICIOS

LOCALIZACION DE LOS POZOS 1, 2 Y 3 Y DE LOS PUNTOS ESTUDIADOS.

PLANO Nº 1

ESC. 1:333.3

GUATEMALA

## CAPITULO PRELIMINAR

El Banco Nacional Hipotecario Urbano y de Obras Públicas, S. A., proporcionó los datos de carga sobre el terreno; ésta es el resultado de bajar las cargas de cada columna hasta llegar al cimiento, y es la carga que se transmite al terreno. Los datos proporcionados están expresados en Ton/m<sup>2</sup>:

Edificio A	5.7
Edificio A'	4.1
Edificio B	5.5
Edificio B'	4.1
Edificio C	5.6
Edificio C'	4.1
Edificio D	5.1
Edificio D'	4.1
Edificio E	5.5

Este estudio comprende tres aspectos:

- 1.- Trabajos de campo.
- 2.- Pruebas de laboratorio.
- 3.- Cálculos de gabinete.

**TRABAJOS DE CAMPO**

Trabajos de perforación y extracción de muestras.

**PRUEBAS DE LABORATORIO PARA DETERMINAR LAS DEFORMACIONES DEL TERRENO**

- a) Pruebas de consolidación
- b) Determinación del contenido de humedad de las muestras
- c) Cálculo de las relaciones de vacíos
- d) Cálculo del coeficiente de consolidación

**CÁLCULOS DE GABINETE**

- a) Cálculo de presiones en los once puntos escogidos
- b) Cálculo de asentamientos en los once puntos. Procedimiento analítico-gráfico
- c) Configuración de asentamientos
- d) Tiempo probable de asentamiento

Con base en el resultado que arroje el estudio, haremos las recomendaciones para la cimentación.

# CAPITULO I

## DE LOS TRABAJOS DE CAMPO

### Perforación

Con objeto de obtener las muestras necesarias para efectuar pruebas de consolidación, fueron perforados - en el terreno tres pozos designados con los números 1, 2 y 3 y cuyas coordenadas son: Pozo 1 (10m., 20m.), Pozo 2 (15m., 20m.), Pozo 3 (90m., 73m.) como se indica en el plano # 1.

En los pozos 1 y 2 se extrajeron muestras al mismo tiempo; pero al tercer día de realizar este trabajo el pozo 2 se inutilizó debido a que al extraer el muestreador con la muestra, ésta se resbaló, lo que dio lugar a que el pozo se tapara completamente ya que por la consistencia de la propia muestra se hacía imposible volver a extraerla, por todo lo cual hubo necesidad de abandonar el trabajo en el pozo 2; se continuó en el número 1 y se perforó un nuevo pozo que se denominó con el número 3. La perforación de este último se hizo sin contratiempo alguno.

La perforación en el pozo 1 se llevó hasta una profundidad de 31 m., que es aproximadamente tres veces -

la menor dimensión de la cimentación del edificio B, - que es el más grande de la unidad y hasta la cual se - considera que influye la carga de la cimentación. (Ver página 35). En cuanto al pozo 3 la perforación se continuó hasta los 38 m. donde se localizó la formación - Tarango superior, que es una capa de arena blanda li- mo-arcillosa, la cual puede considerarse en la ciudad de México como resistente. El conocer la profundidad a la cual se encuentra esta formación es útil para futu- ros trabajos de control de asentamientos, pues en ella se puede apoyar bancos de nivel para controlar tales - asentamientos.

La capa de materiales de relleno tiene un espesor - medio de 2 m., profundidad a la cual se empezó el mues- treo.

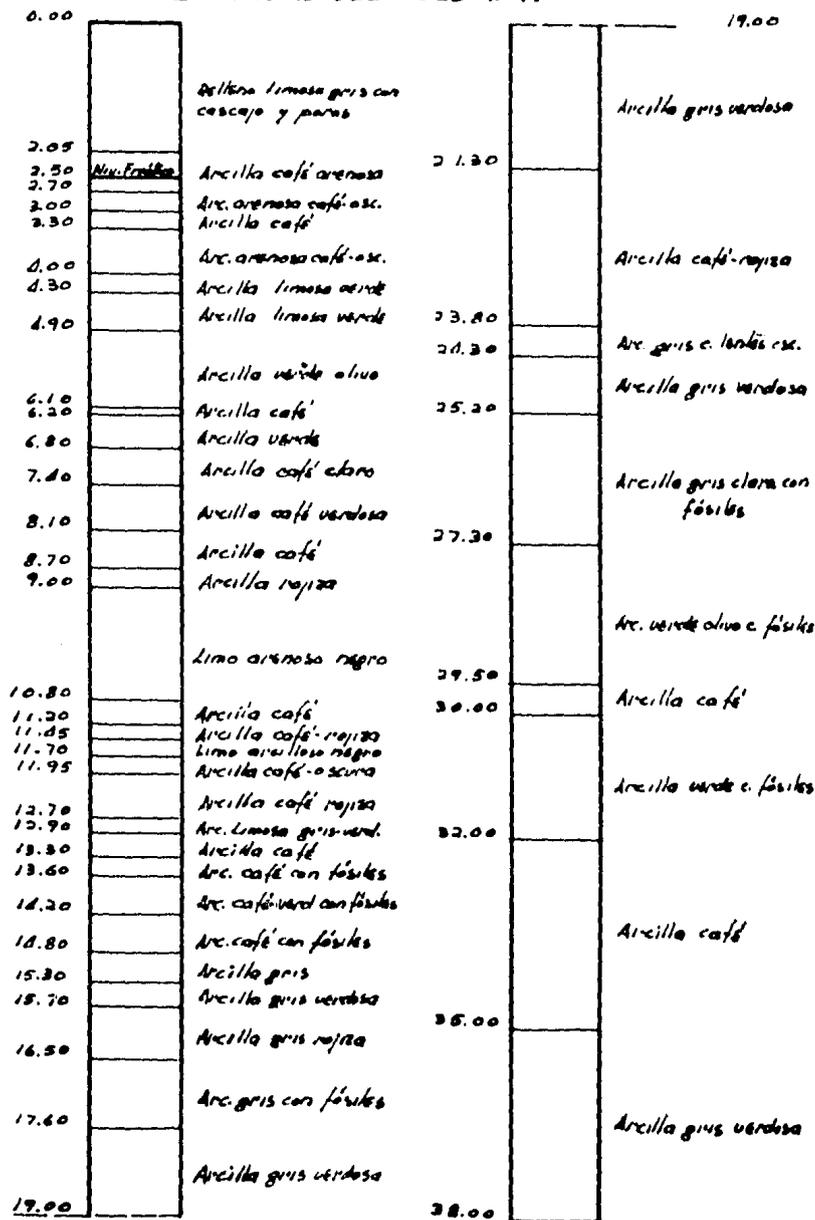
Procedimiento para la perforación.- Para efectuar - la perforación hubo necesidad de construir un triplé - que sostenía a una polea de la cual pendía un martine- te de 70 kg. de peso. Se elevaba el martinete y se de- jaba caer desde una altura de 0.60 m. sobre un vástago que estaba unido al cucharón o muestreador. El mues- treador es un cilindro hueco de lámina de 0.18 m. de - diámetro, que va penetrando lentamente en el subsuelo cada vez que es golpeado por el martinete. El procedi- miento tiene la desventaja de que la muestra puede su-

frir alguna alteración en su estructura. Hay otro sistema para trabajar a estas profundidades, que consiste en empujar el muestreador por medio de implementos adecuados, en vez de golpearlo. Una vez lleno el muestreador, se saca e inmediatamente se protege, tanto en su parte superior como en la inferior, con una capa de azufre fundido previamente, de 0.006 m. de espesor, aproximadamente. Esto se hace con el objeto de conservar las muestras con su contenido de humedad natural.

Hecha esta operación, se llevan al laboratorio en donde son clasificadas geológicamente y probadas.

En la lámina I aparece un esquema que muestra el corte geológico del subsuelo, corte que se hizo mediante la clasificación de las muestras del pozo 1.

# CLASIFICACION GEOLOGICA DE LAS MUESTRAS EXTRAIDAS DEL POZO # 1.



## CAPITULO II

### DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

Las pruebas de consolidación se efectúan en el consolidómetro.

Descripción del consolidómetro u odómetro.- Consolidómetro es el aparato que sirve para determinar las deformaciones ocurridas en una muestra de suelo, mediante la aplicación gradual de cargas. Banco de consolidómetros es el conjunto de estos aparatos montados en una armadura ad-hoc. Esta armadura está formada por viguetas dispuestas de la siguiente manera: en la parte superior, a una altura de 2.35 m., hay dos viguetas de 3.12 m. de longitud, de perfil canal de 12", empotradas en la pared. Entre ambas hay una distancia de 1.65 m.

Perpendiculares a ellas y en el mismo plano, a una distancia de 0.71 m. de los extremos, se encuentran, unidas por medio de placas y remaches, dos viguetas "I" de 6" y 1.50 m. de longitud.

Paralelamente a estas últimas viguetas, a una distancia de 3" hacia afuera, se encuentran dos canales de 3" en las que se apoyan, a distancias iguales, tres

barras de 1" x 2" de sección y 0.50 m. de longitud, sobre las que descansan los respectivos contrapesos de los consolidómetros.

En los tercios del claro de 1.70 m. se encuentran dos secciones canal de 3".

En las cuatro esquinas del rectángulo de 1.70 m. x 1.50 m. se encuentran, unidas por medio de placas, y en un plano perpendicular hacia abajo, cuatro viguetas de sección canal de 4", de 1.15 m. de longitud. Paralelamente a éstas y en los tercios del claro de 1.70 m. se encuentran dos canales de 4", también de 1.15 m. de longitud, las cuales van unidas a la vigueta superior (perfil canal de 12"), con remaches.

Las cuatro canales de 4", paralelas al lado de 1.70 m. están unidas en su parte inferior a un perfil canal de 8", de 1.70 m. de longitud.

Perpendicularmente a estas canales, y para cerrar el cordón inferior de la armadura, existen dos viguetas "I" de 6" y 1.50 m. de longitud, en las que están colocados los consolidómetros.

El lugar preciso de las viguetas en que se hallan los consolidómetros, son los cuartos de la longitud total.

Las partes de que está formado cada consolidómetro son: una base metálica cuadrada de 0.20 m. por lado y

1" de espesor. Sobre esta placa se encuentra un recipiente metálico de forma cilíndrica de 0.18 m. de diámetro y 0.055 m. de altura. En dos puntos opuestos de la parte superior de tal cilindro o recipiente, y adheridos en la parte de afuera, se encuentran dos pequeños tubos con rosca interior, en los que están atornillados sendos niples de 0.15 m. de largo, cuyos extremos libres sostienen horizontalmente una barra de metal con una perforación en el centro por la que se pasa la espiga del micrómetro (en este caso se usaron micrómetros graduados en centésimos de milímetro). El pie o espiga de este micrómetro graduado baja hasta ponerse en contacto con la barra transversal a la que lo sostiene, y que es la que desciende al aplicarse las cargas en las palancas que forman parte del consolidómetro. De esta barra está suspendida, por medio de resortes de acero, una tapa metálica que es la que transmite la carga, al descender la barra, al espécimen que se coloca dentro de un anillo metálico y en medio de dos piedras porosas.

El anillo metálico con la muestra y las piedras porosas, está sumergido en el agua que contiene el recipiente metálico ya descrito.

La barra transmisora de carga se apoya a ambos lados en sendos niples, los cuales tienen un movimiento

de ascenso y descenso. Y para evitar que la propia barra deslice, se detiene por medio de contratuerca.

Entre ambos niples y perpendicularmente al plano que los contiene, se encuentra una barra de 1.25 m. de longitud y sección de 5" x  $\frac{1}{2}$ ". Las tres piezas -niples y barra- están unidas por medio de un perno.

En esta última barra se encuentran dos ganchos situados, el uno a una distancia de 0.15 m. del apoyo y el otro a la de 1.20 m. Estos ganchos sirven para colgar una varilla de 0.80 m. de longitud y  $\frac{1}{2}$ " de diámetro, que tiene en su extremo inferior un platillo para colocar las pesas necesarias.

A una distancia de 0.60 m. del apoyo izquierdo, se halla un gancho al que está atado un cable que pasa a través de una polea (es un "ring" de bicicleta) y que sostiene en el otro extremo un contrapeso que sirve para controlar la palanca.

Estos "rings" están montados sobre unas barras de fierro que penden de las canales de 3" que se encuentran a lo largo del claro de 1.50 m.

La barra transmisora de carga tiene en su parte superior, y colocados en forma simétrica, dos ganchos en los cuales está atorado un gran aldabón en forma triangular, de 0.50 m. de altura. A este aldabón está unida verticalmente una barra de 1" x 2" de sección y de -

0.30 m. de longitud. En seguida de esta sección se encuentra otra barra de una sección menor: 1" x 1" con la suficiente longitud para llegar a la barra en que están los contrapesos. Estas dos últimas barras están unidas por medio de un perno.

### Prueba de Consolidación

Si a un suelo saturado se le aplica una carga exterior, sufre deformaciones que varían con la carga, lo que nos permite establecer una relación esfuerzo-deformación-carga. Pero como las deformaciones que se producen no son instantáneas, sino que tardan algún tiempo, ocurre un retraso de la deformación con respecto al esfuerzo, llamado retraso hidrodinámico, por lo que podemos establecer una relación esfuerzo-deformación-carga-tiempo.

La acción de la carga aplicada a la muestra se transmite primeramente al agua que llena los poros del material. Debido a esta presión que se le da al agua, fluye hacia el exterior del cuerpo en donde la presión se nulifica. Al fluir el agua, produce variaciones en el volumen del cuerpo y pasa su presión a los granos sólidos del material. "La velocidad con que se produce este fenómeno conocido con el nombre de consolidación, - en Mecánica de Suelos, depende de la permeabilidad del suelo al igual que de otras condiciones geométricas y

de drenado". (Instructivo para Ensayo de Suelos, publicado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos, Departamento de Ingeniería Experimental).

El suelo que vamos a probar es una arcilla en la que el proceso de consolidación se efectúa muy lentamente.

La prueba de consolidación standard consiste en comprimir verticalmente un espécimen del suelo en estudio, confinado en un anillo rígido, siguiendo un proceso de cargas previamente establecido.

La primera deformación que sufre el espécimen en cada incremento de carga, correspondiente al retraso hidrodinámico, se llama consolidación primaria. Sufre también una deformación más, debida a un fenómeno que se llama, en las arcillas, retraso plástico y que se designa como consolidación secundaria. Casi siempre el suelo se deforma una cantidad mayor que la debida al retraso hidrodinámico; pero la única deformación que toma en cuenta la teoría de la consolidación, es la debida a este retraso.

La teoría de la consolidación dice que solamente puede efectuarse el fenómeno de la consolidación cuando hay salida de agua hacia el exterior del cuerpo.

Con la prueba de consolidación podemos obtener:

1.- El coeficiente de compresibilidad  $A_v$ , que es la

representación de la relación deformación-esfuerzo del suelo y que en las curvas de relaciones de vacíos-presiones, es la pendiente geométrica de la curva y si ésta es dibujada en papel milimétrico, tiene la siguiente expresión analítica:  $A_v = \frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1}$ , en  $\frac{\text{cm}^2}{\text{kg}}$ .

Si la curva es dibujada en papel semilogarítmico, - la expresión analítica es:  $A_v = \frac{e_1 - e_2}{p_1 - p_2}$ ,  $p_1$  y  $p_2$ , en - logaritmos;  $A_v$ , en  $\frac{\text{cm}^2}{\text{kg}}$ , fórmulas en las que

$e_1$  y  $p_1$  son, respectivamente, las relaciones de vacíos y la presión en una etapa primera y

$e_2$  y  $p_2$ , las relaciones de vacíos y la presión en - una segunda etapa.

2.- El coeficiente de consolidación  $C_v$  que es --

$$\left[ \frac{k_m (1+e)}{A_v \gamma_w} \right] \text{ de la ecuación general de consolidación}$$

$$\left[ \frac{k_m (1+e)}{A_v \gamma_w} \right] \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \text{ ---- (1)}$$

en la que  $u$  es el exceso de presión hidrostática,  $\gamma_w$ : el peso volumétrico del agua,  $k_m$ : coeficiente de permeabilidad.  $C_v$  es un coeficiente de proporcionalidad entre la primera derivada parcial de  $u$  con respecto a  $t$  y la segunda derivada parcial de  $u$  con respecto a  $z$  ( $z$  es la profundidad), y cuya expresión analítica se - obtiene integrando la ecuación 1:

$$U = \frac{4}{\pi} \sigma_z \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{2n+1} \text{sen} \left[ \frac{(2n+1)\pi z}{2H} \right] - (2n+1)^2 \frac{\pi^2 T}{4}$$

Ahora bien, como la curva obtenida en el laborato-

rio no es igual a la teórica, se necesita afectar la ecuación general de consolidación, de un coeficiente -  $T = \frac{C_v}{Hm^2} t$  — (2), cuyo valor es, si se obtiene el  $C_v$  para el 50% de consolidación, 0.197, y si se desea el  $C_v$  para el 90% de consolidación, el valor es 0.848; por tanto, los valores de  $C_v$  despejados de la ecuación (2), son:  $C_v = \frac{0.197 Hm^2}{t_{50}}$ , y  $C_v = \frac{0.848 Hm^2}{t_{90}}$ , en  $\frac{cm^2}{seg}$ . en las que

$Hm$  es la longitud de la trayectoria de dren más corta, en centímetros,

$t_{50}$ , el tiempo en segundos, correspondiente al 50% de consolidación primaria para cada incremento de carga,

$t_{90}$ , el tiempo en segundos, correspondiente al 90% de consolidación primaria para cada incremento de carga.

Cabe aclarar que emplearemos para los cálculos el  $C_v$  para el 50% de consolidación primaria, pues la determinación del  $t_{90}$  teórico de consolidación está sujeta a errores, en tanto que la determinación del  $t_{50}$  para el 50% de consolidación primaria, es menos errónea.

3.- El coeficiente de permeabilidad  $k_m$ , que es, en la teoría de la consolidación un coeficiente de proporcionalidad entre la velocidad y el gradiente hidráulico. Su expresión analítica es:  $k_m = \frac{A_v C_v \gamma_w}{(1 + e_m) 1000}$ , en la que:

$k_m = \frac{\frac{cm^2}{kg} \frac{cm^2}{seg} \frac{gr}{cm^3}}{\text{abstracto} \times 1000}$ , por que  $kg = 1000 gr$ , dada en  $\frac{cm}{seg}$ , en la que  $A_v$ ,  $C_v$ , ya se definieron, y  $e_m$  es la relación media de vacíos, la que se calcula haciendo el promedio de las relaciones de vacíos de dos etapas sucesivas.

4.- La relación de consolidación primaria  $r$  que expresa la relación entre la deformación debida a la consolidación primaria y la deformación total que sufrió el espécimen en cada incremento. Su expresión analítica es:

$$r = \frac{d_a - d_{100}}{d_o - d_f}$$

en la que

$d_g$  : deformación en el 0% de consolidación primaria, que se obtiene de la siguiente manera: de la curva dibujada en papel semilogarítmico, se escoge un punto cercano al eje de las deformaciones, se observa el tiempo (valor de la abscisa) correspondiente a dicho punto, y se busca sobre la curva un punto tal que su abscisa sea cuatro veces la del punto originalmente elegido. La diferencia de ordenadas entre el punto escogido y el localizado posteriormente, se duplica y se toma a partir del segundo punto, sobre una paralela al eje de las deformaciones, obteniéndose así un tercer punto por el cual se hace pasar una paralela al eje de los tiempos, que es la que define el 0% teórico de consolidación. El origen de esta construcción está basado en las propiedades de la parábola, pues la parte supe-

rior de la curva es muy parecida a esta cónica.

$d_{100}$ : deformación en el 100% de consolidación primaria, el que se define por la intersección de la tangente al tramo central de la curva con la asíntota del tramo final de la misma, que es en donde el fenómeno hidrodinámico pasa a ser un fenómeno plástico.

$d_0$  : deformación inicial del espécimen.

$d_f$  : deformación final del espécimen.

Para este estudio, únicamente se necesita determinar el coeficiente de compresibilidad representado gráficamente en la curva relación de vacíos-presiones, y como datos adicionales, el coeficiente de consolidación  $C_v$  para el que se necesita calcular, como ya se ha dicho, el  $t_{50}$ , así como el  $t_{100}$ , que es el tiempo en segundos correspondiente al 100% de consolidación primaria -aunque es un poco incierto-, para la determinación del asentamiento total de capas de diferentes espesores.

Preparación de la muestra.- En esta prueba se usaron muestras no alteradas.

La muestra tiene que ser entregada en el laboratorio dentro del muestreador mismo con que se extrajo del pozo. Se saca para colocarla sobre un vidrio.

Para labrar la muestra empleamos un método muy parecido al llamado método del torno: sobre la muestra que

se encuentra en el vidrio, se coloca el anillo y se va labrando el espécimen con una cuchilla, haciendo girar el anillo para que vaya introduciéndose en la muestra.

Cuando ya se ha llenado el anillo completamente con el material, se corta la parte inferior de la muestra, valiéndose de una cuchilla o un cortador de alambre, según la contextura de la muestra.

Hecho esto, se engrasan ambas caras de la probeta con el cortador de alambre. Si las caras quedan desniveladas o con pequeños huecos, se nivelan agregando material con la espátula, procurando no comprimir la probeta demasiado para no variar la relación de vacíos.

Preparada así la muestra, se saturan las piedras porosas, se introduce una de ellas en el consolidómetro y se le coloca encima la muestra con el anillo, el cual debe ser soportado por unos pequeños taquetes. En seguida se pone sobre la probeta la piedra porosa superior, centrándola perfectamente para que no vaya a quedar sobre el anillo.

Después se instala la barra transmisora de carga, haciendo que la tapa metálica quede en contacto con la piedra porosa superior, pero sin hacer presión. Sobre la barra transmisora se coloca transversalmente el puente que soporta al micrómetro, procurando que éste quede perfectamente vertical, tocando a la barra transmi-

sora de carga.

Saturación de la muestra.- Como la muestra por probar ha perdido cierta cantidad de agua superficial durante el proceso de preparación, se necesita restaurar dicho líquido para lo cual se pone agua en el recipiente del consolidómetro hasta cubrir perfectamente la piedra porosa superior procurando cuanto sea posible - no mezclarle más aire que el que pueda contener.

Pasados 10 seg. de estar la muestra en contacto con el agua -tiempo en el que se considera que la muestra puede saturarse superficialmente-, y si la manecilla del micrómetro no se ha movido, se empezará a contar el tiempo con el cronómetro. En el caso contrario se contará el tiempo desde el momento en que empezó a moverse.

Las lecturas se hacen durante el tiempo que el operador considere necesario para poder definir completamente la curva deformación-tiempo. En este caso se hicieron a los 0, 4, 8, 16, 30, 60, 90, 120, 150, 300, 600, 1 800, 3 600, 7 200, 14 400, 28 800, 43 200, ---- 57 600, 72 000 y 86 400 segundos de aplicada la carga.

La aplicación de cargas se hizo en forma gradual, es decir, se aplicó una carga el primer día, al segundo se duplicó ésta y así sucesivamente hasta alcanzar la carga deseada. En caso de que esta carga no sea múlt

tipo de los incrementos, se completará hasta dar la misma.

La carga que deberá aplicarse sobre la muestra se calcula de la siguiente manera:

Se toma la carga sobre la muestra, multiplicando la profundidad a la cual se encontraba, por el peso volumétrico húmedo de la tierra ( $1\ 200\text{ kg./m}^3$ ), pues al extraer la muestra del pozo se le quitó el peso del material que tenía sobre ella, y el cual debe considerarse al probarla. Hecho esto, se agrega a esta carga una sobrecarga de  $5\text{ Ton/m}^2$  correspondiente al peso con el que supuso el Banco Nacional Hipotecario Urbano y de Obras Públicas, S. A., podría quedar cargado el terreno.

Aunque en el capítulo preliminar aparecen los datos exactos de carga sobre el terreno, cabe aclarar que éstos los proporcionó el Banco cuando estaban por terminarse las pruebas de consolidación, por lo que se empleó el dato de  $5\text{ Ton/m}^2$  que antes se dio.

Ejemplo para el caso de una muestra a 5 m. de profundidad:

Carga sobre la muestra:  $5.00 \times 1.2 = 6.00\text{ Ton/m}^2$

Sobrecarga correspondiente al peso del edificio:

Presión total:  $\frac{5.00\text{ Ton/m}^2}{11.00\text{ Ton/m}^2}$

Para dar todas las presiones, se usaron pesas de --

12 kg., 4 kg., 4 lb. y las combinaciones necesarias de las mismas.

La aplicación de las cargas se hizo en forma gradual; la descarga se hace en la misma forma.

Para cada carga se lleva un registro en el que se anotan la temperatura en grados centígrados del agua del recipiente, la fecha de la prueba, el número del consolidómetro, la designación del anillo, la carga inicial, y en los registros siguientes al del día de la carga inicial se anotará, en vez de ésta, el incremento de carga correspondiente.

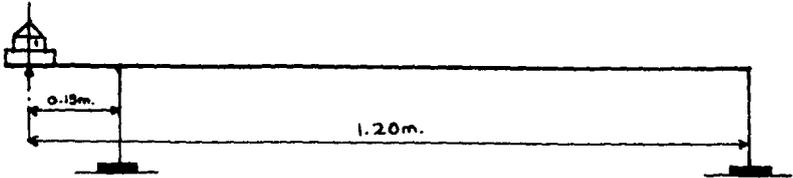
En la primera columna de la tabla se anota la hora de la prueba, en la segunda el tiempo transcurrido desde el momento de la aplicación de la carga, y en la tercera el mismo tiempo expresado en segundos.

La cuarta columna corresponde a la lectura hecha en el micrómetro en cada uno de los tiempos indicados en la columna 1ª

Los anillos usados fueron: uno, de 10.60 cm. de diámetro con un área de 88.20 cm<sup>2</sup>, y otro de 10.66 cm. y 89.20 cm<sup>2</sup>, pues el banco está construido con consolidómetros de estos dos diámetros.

Debido a que por sus respectivos lugares de colocación las pesas tienen diferentes brazos de palanca, debemos conocer el factor por el que debe ser multiplicada

da la carga para obtener la carga real sobre la muestra:



Cerca, o sea a 0.15 m. del apoyo izquierdo:  
Factor: 1.5

Lejos, o sea a 1.20 m. del apoyo izquierdo:  
Factor: 12.0

La equivalencia de pesas a presiones usando los dos anillos, aparece en los cuadros siguientes:

C e r c a

Pesa	Pesa x factor	Anillo de	Anillo de
		88.20 cm <sup>2</sup>	89.20 cm <sup>2</sup>
		Presión en	Presión en
		kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
12 kg.	12 x 1.5 = 18 kg.	$\frac{18}{88.20} = 0.204$	$\frac{18}{89.20} = 0.202$
4 kg.	4 x 1.5 = 6 kg.	$\frac{6}{88.20} = .0680$	$\frac{6}{89.20} = .0672$
4 lb. = 1.86kg.	1.86 x 1.5 = 2.74kg.	$\frac{2.74}{88.20} = .0310$	$\frac{2.74}{89.20} = .0307$

L e j o s

Pesa	Pesa x factor	Anillo de	Anillo de
		88.20 cm <sup>2</sup>	89.20 cm <sup>2</sup>
		Presión en	Presión en
		kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
12 kg.	12 x 12 = 144 kg.	$\frac{144}{88.20} = 1.630$	$\frac{144}{89.20} = 1.615$
4 kg.	4 x 12 = 48 kg.	$\frac{48}{88.20} = 0.544$	$\frac{48}{89.20} = 0.538$
4 lb. = 1.86kg.	1.86 x 12 = 21.79kg.	$\frac{21.79}{88.20} = 0.247$	$\frac{21.79}{89.20} = 0.244$

Para la prueba de consolidación, se extrajeron: del

pozo 1, siete muestras a las profundidades que en seguida se indican:

Primera a 5.35 m.

Segunda a 8.50 m.

Tercera a 11.05 m.

Cuarta a 17.90 m.

Quinta a 17.65 m.

Sexta a 20.00 m.

Séptima a 30.80 m.

La segunda y cuarta muestras no pudieron probarse - por haber sufrido desperfectos los micrómetros: a uno se le pegó la aguja y al otro, en el momento de hacer el segundo incremento de carga, la aguja se le despidió. En cuanto a la séptima muestra, en el primer incremento de carga, debido a la rapidez con que dio vueltas la aguja, fué imposible hacer las lecturas.

Del pozo 3 se probaron seis de las siete muestras - extraídas a las profundidades que en cada caso se indica:

Primera a 5.15 m.

Segunda a 11.90 m.

Tercera a 15.40 m.

Cuarta a 20.10 m.

Quinta a 25.00 m.

Sexta a 31.00 m.

La séptima muestra fué extraída a una profundidad de 38 m. y no fué probada en virtud de que la carga de la cimentación influye en este caso nada más hasta los 31 m. que es aproximadamente tres veces la menor dimensión del edificio más grande de la unidad.

A la muestra 2 del pozo 3 se le aplicaron cuatro incrementos de carga. En las láminas II y III aparecen los registros de carga y descarga, y en la lámina IV la gráfica correspondiente a las cargas. La lámina V muestra la curva que más se acerca a la típica de consolidación, y es la correspondiente al cuarto incremento de carga.

Calibración de consolidómetros. - Influye en los cálculos de las deformaciones la deformación propia del aparato, que se determina cargando gradualmente el consolidómetro con las pesas de que se dispuso, hasta llegar a la carga máxima que se aplicó durante la prueba de consolidación, equivalente a 390 kg. La descarga se hace también en forma gradual. Para esta calibración se coloca en el recipiente metálico una piedra porosa, en seguida una lámina delgada de zinc de 0.5 mm. de espesor, después otra piedra porosa y sobre ésta el émbolo.

Se empiezan a colocar las pesas y se hacen las lecturas hasta que ya no haya variación; luego se colocan

la o las siguientes pesas y se hacen nuevamente las lecturas. Este proceso se repite hasta dar la carga de seada.

Como ejemplo damos el

Registro de Calibración del  
Consolidómetro N° 4

Carga	Lectura	Corrección
0	5.810	0.000
18	5.720	0.090
54	5.685	0.125
102	5.652	0.158
198	5.602	0.208
390	5.549	0.261
198	5.575	0.235
102	5.602	0.208
54	5.628	0.182
18	5.658	0.152

En la lámina VI aparece la gráfica respectiva.

## PRUEBA DE CONSOLIDACION.

$\Delta p = 0.204 \text{ kg/cm}^2$

Registro de carga.

Temperatura 26 °C			19 JUNIO
Hora	Tiempo	Tiempo en seg.	Lectura
20-30	0	0	3.122
	4	4	2.360
	8	8	2.339
	16	16	2.312
	30	30	2.275
	1min.	60	2.222
	1-30	90	2.185
	2-0	120	2.150
	2-30	150	2.122
	20-35	5-0	300
20-40	10-0	600	1.949
21-00	30-0	1800	1.775
21-30	1 h.	3600	1.630
22-30	2	7200	1.600
24-30	4	14400	1.579
4-30	8	28800	1.522
8-30	12	43200	1.499
12-30	16	57600	1.485
16-30	20	72000	1.471
20-30	24	86400	1.465

Pozo N° 3.
Muestra N° 3.
Profundidad: 11.90 m.
Procedencia: Plaza de Miraflores

Consolidómetro N° 1.

Anillo "E"

Presión Inicial:  
0.204 kg/cm<sup>2</sup>

Incrementos de  
Presión:  $\Delta p$ , en:  
kg/cm<sup>2</sup>

OBSERVACIONES:

$\Delta p = 0.408 \text{ kg/cm}^2$

Temperatura 26 °C.			20 JUNIO
Hora	Tiempo	Tiempo en seg.	Lectura
20-30	0	0	1.465
	4	4	1.229
	8	8	1.189
	16	16	1.160
	30	30	1.098
	1min.	60	1.015
	1-30	90	0.950
	2-0	120	0.899
	2-30	150	0.850
	20-35	5-00	300
20-40	10-00	600	0.439
21-00	30-00	1800	9.929
21-30	1 h.	3600	9.645
22-30	2	7200	9.410
24-30	4	14400	9.362
4-30	8	28800	9.105
8-30	12	43200	9.055
12-30	16	57600	9.010
16-30	20	72000	8.975
20-30	24	86400	8.945

$\Delta p = 0.544 \text{ kg/cm}^2$

Temperatura 25 °C			21 JUNIO
Hora	Tiempo	Tiempo en seg.	Lectura
20-30	0	0	8.945
	4	4	8.830
	8	8	8.802
	16	16	8.795
	30	30	8.739
	1min.	60	8.680
	1-30	90	8.630
	2-0	120	8.590
	2-30	150	8.552
	20-35	5-0	300
20-40	10-0	600	8.190
21-00	30-0	1800	7.672
21-30	1 h.	3600	7.260
22-30	2	7200	6.872
24-30	4	14400	6.385
4-30	8	28800	6.242
8-30	12	43200	6.149
12-30	16	57600	6.062
16-30	20	72000	6.000
20-30	24	86400	5.951

**PRUEBA DE CONSOLIDACION.**

$\Delta p = 2.02 \text{ kg/cm}^2$

Registro de carga.

Temperatura $25^\circ \text{C}$			22 junio
Hora	Tiempo	Tiempo en seg.	lectura
20-30	0	0	5.951
	4	4	5.835
	8	8	5.800
	16	16	5.720
	30	30	5.710
	1 min	60	5.645
	1-30	90	5.575
	2-0	120	5.520
	2-30	150	5.470
	20-35	5-0	300
20-40	10-0	600	4.970
21-00	30-0	1800	4.785
21-30	1 h.	3600	3.300
22-30	2	7200	3.105
24-30	4	14400	2.985
4-30	8	28800	2.708
8-30	12	43200	2.629
12-30	16	57600	2.605
16-30	20	72000	2.516
20-30	24	86400	2.482

Pozo N° 3.
Muestra N° 2.
Profundidad: 11.90 m.
Procedencia: Plaza de Mizcalco.

$\Delta p$  en  $\text{kg/cm}^2$ .

Observaciones:

**DESCARGA**

23 de junio

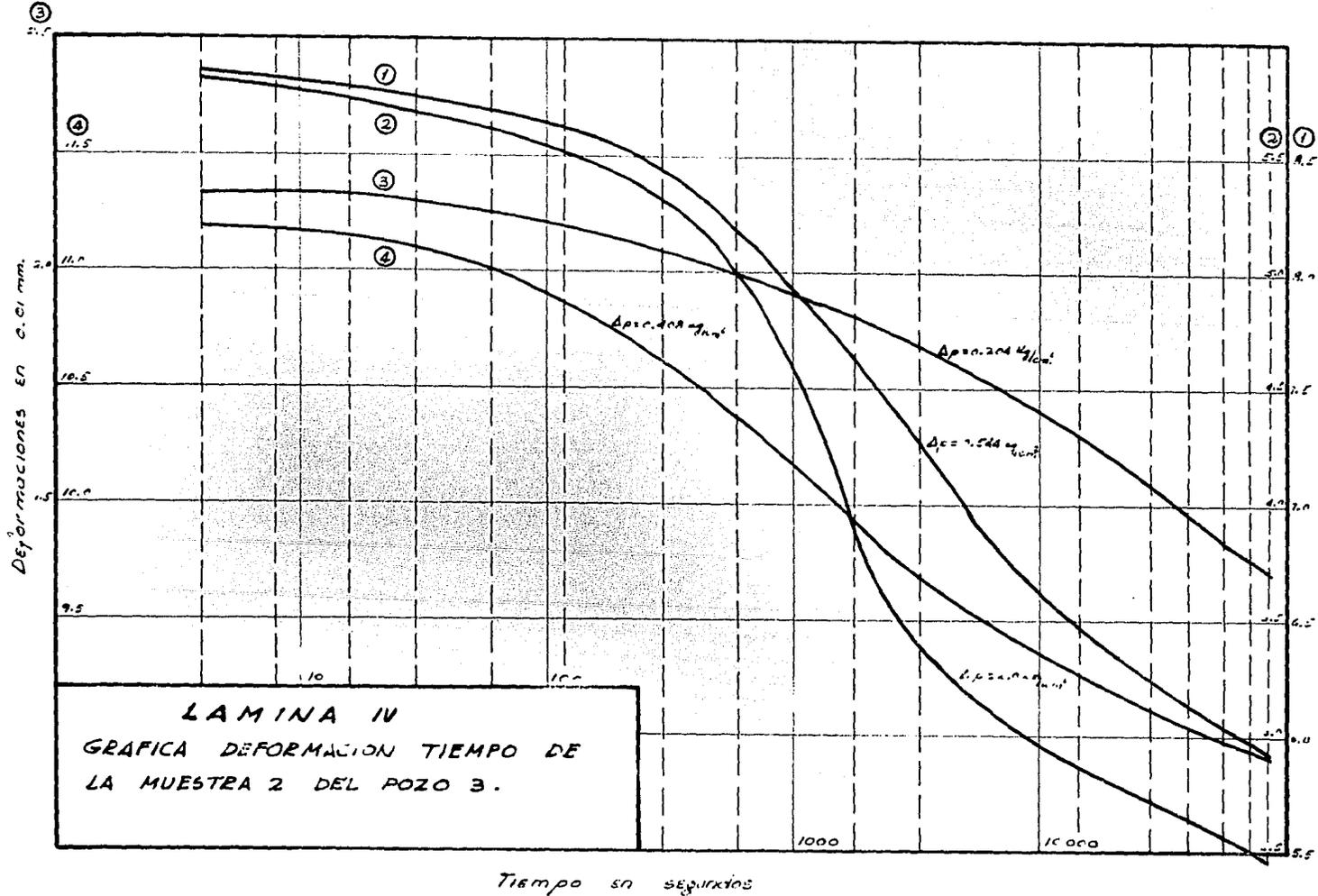
Hora	Tiempo	Tiempo en seg.	Lectura	- $\Delta p$
20-30	0	0	2.482	2.222

24 de junio

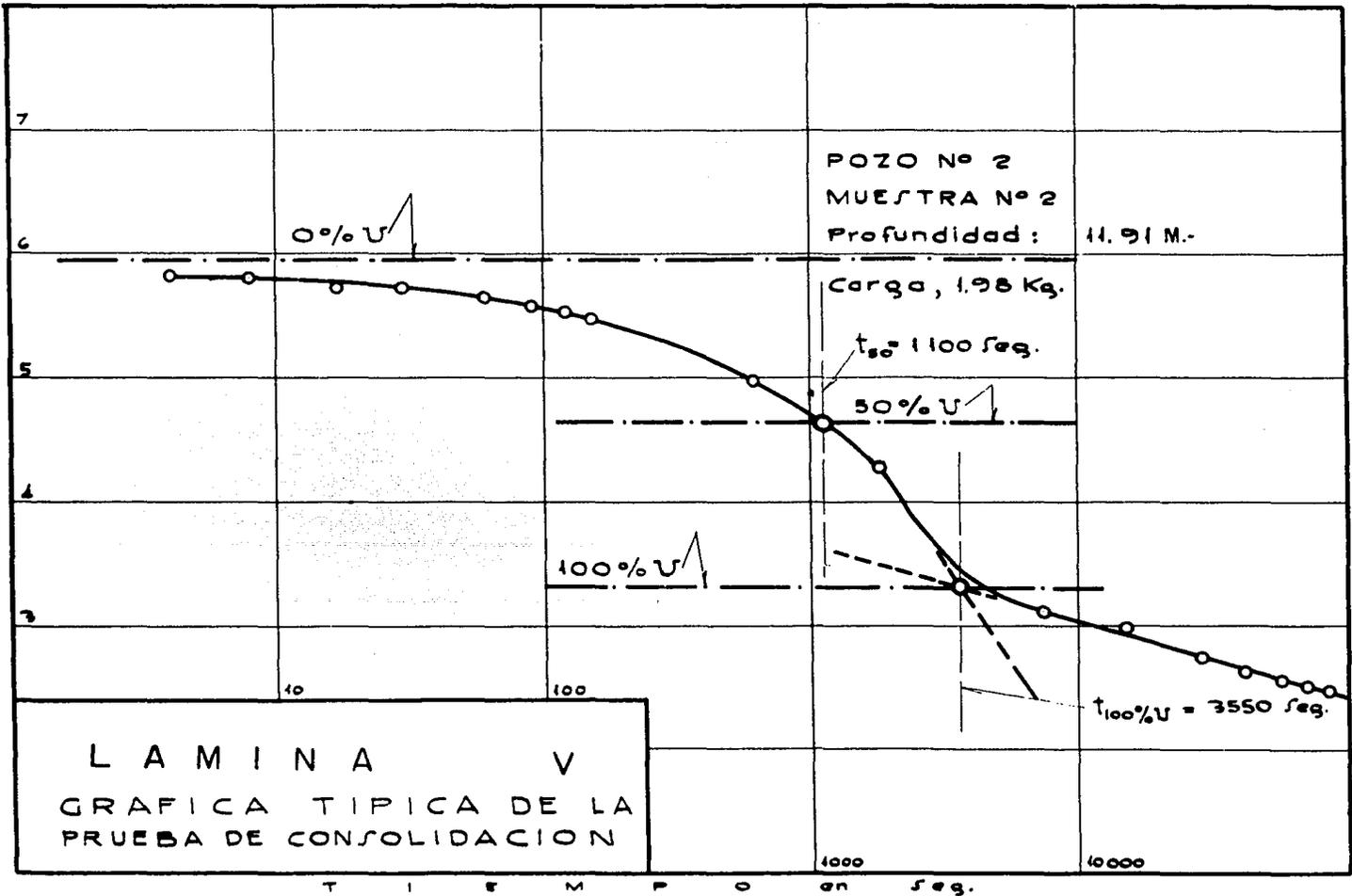
Hora	Tiempo	Tiempo en seg.	Lectura	- $\Delta p$
20-30	0	0	2.222	0.952

25 de junio

Hora	Tiempo	Tiempo en seg.	Lectura	- $\Delta p$
20-30	0	0	4.089	0.204



L E C T U R A S   D E L   E X T E R N O   S O M E T R O   E N   M m . -



L A M I N A   V  
G R A F I C A   T I P I C A   D E   L A  
P R U E B A   D E   C O N S O L I D A C I O N

T I E M P O   e n   s e g .

LECTURAS EN C.C. mm.

0

50

100

150

200

250

10

20

30

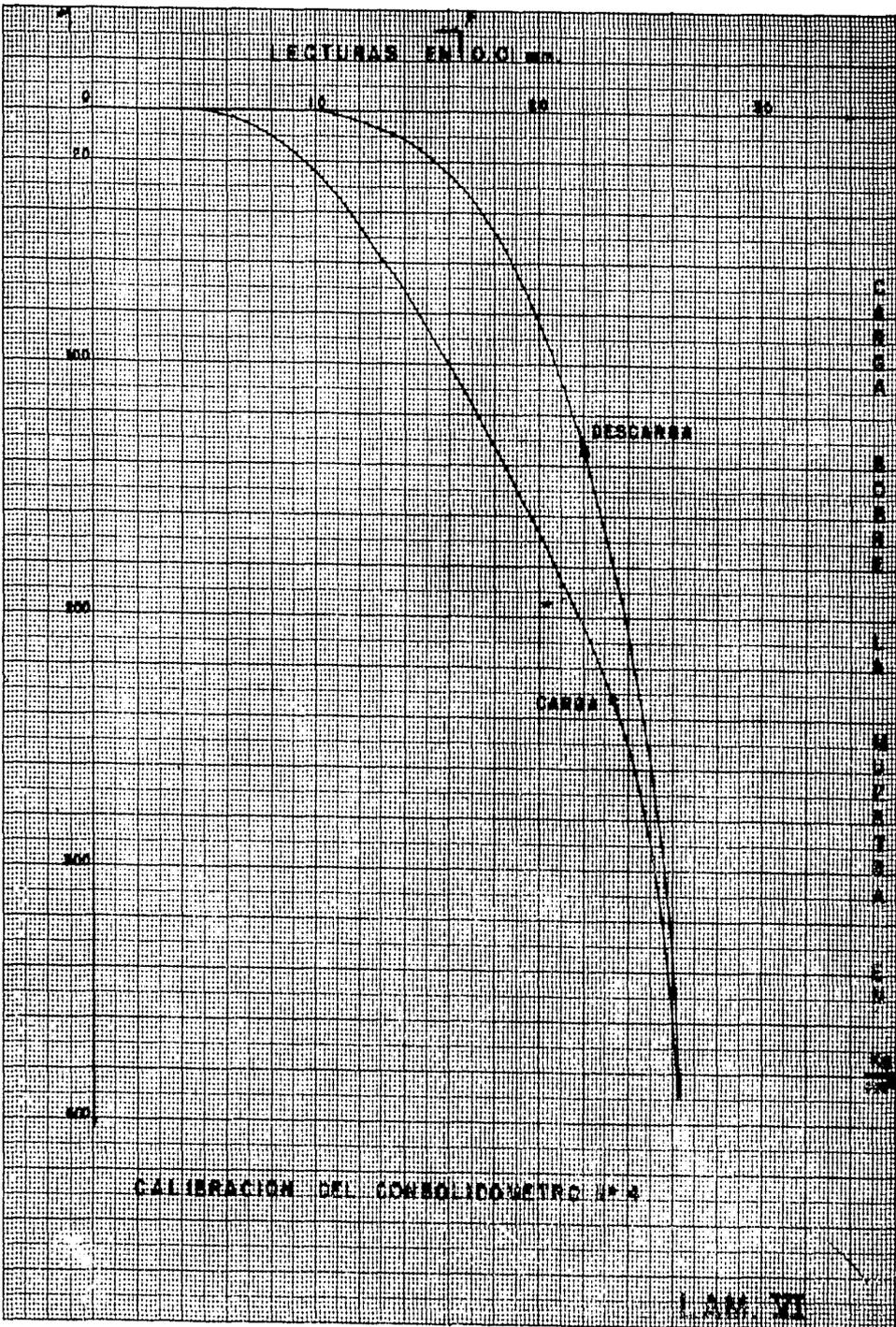
DESCARGA

CARGA

C  
O  
M  
P  
R  
E  
S  
I  
O  
N  
E  
S  
E  
N  
T  
R  
O  
S

CALIBRACION DEL CONSOLIDOMETRO N° 4

LAM. VI



## Determinación de los Contenidos de Humedad

Para determinar los contenidos de humedad de las muestras extraídas del pozo 1, se toma una parte de ellas, se coloca sobre un vidrio de reloj, se pesa y así se obtiene el peso del recipiente + sólidos + agua. En seguida se mete al horno a una temperatura de ----- 105° C. durante 24 horas, se vuelve a pesar y en esta forma se conoce el peso del recipiente + sólidos. La diferencia entre las dos pesadas nos da el peso del agua.

Al peso del recipiente + sólidos, se le resta el peso del recipiente para obtener el peso de los sólidos.

El contenido de humedad  $\omega$  en % se obtiene dividiendo el peso del agua entre el peso de los sólidos y multiplicándolo por 100. (Lámina VII).

Para la determinación del contenido de humedad de las muestras del pozo 3 se siguió un procedimiento análogo, sólo que en lugar de vidrios de reloj se usó el anillo mismo en el que se colocó la muestra.

Antes de la prueba deben ser pesados juntos muestra y anillo. Después de efectuada la prueba de consolidación, se meten muestra y anillo al horno, dentro de una cápsula, durante 24 horas, también a la temperatura de 105° C., y se pesan después, siguiendo el mismo procedimiento para el cálculo del contenido de humedad.

Estos cálculos se encuentran en la lámina VIII.

Tanto en la lámina VII como en la VIII todos los pesos están dados en gramos.

En la determinación de los contenidos de humedad de las muestras correspondientes al pozo 1 (lámina VII), los recipientes son vidrios de reloj con su respectiva cerradura o pinza.

La nomenclatura de las cápsulas a que se refiere la columna 3 de la lámina VIII, está indicada en el ángulo superior izquierdo de las correspondientes casillas de la propia columna. En la misma forma se procedió a anotar la nomenclatura de los anillos a que se refiere la columna 5 de la lámina en cuestión.

# POZO N° 1

Peso Sólidos + Peso Recipiente + Peso del agua	Peso Sólidos + Peso recipiente	Peso del agua	Peso del Recipiente	Peso de los sólidos	Contenido de humedad en %
①	②	③ = ① + ②	④	⑤ = ② - ④	⑥ = $\frac{③}{⑤} \times 100$
<b>MUESTRA N° 1 Profundidad: 5.34 m.</b>					
47.755	43.280	4.475	40.855	2.425	$\frac{4.475}{2.425} \times 100 = 184$
<b>MUESTRA N° 3 Profundidad: 11.05 m.</b>					
49.865	43.553	6.312	41.027	2.526	$\frac{6.312}{2.526} \times 100 = 250$
<b>MUESTRA N° 5 Profundidad: 17.65 m.</b>					
46.630	42.510	4.120	40.864	1.646	$\frac{4.120}{1.646} \times 100 = 250$
<b>MUESTRA N° 6 Profundidad: 20.00 m.</b>					
49.420	43.483	5.937	41.027	2.456	$\frac{5.937}{2.456} \times 100 = 241$

# POZO N°3

Peso sólidos + Peso anillo + Peso del agua	Peso sólidos + Peso anillo + Peso de la capsula	Peso de la Cápsula	Peso de los sólidos + Peso del anillo	Peso del anillo	Peso de los sólidos	Peso del agua	Contenido de Humedad en: %
1	2	3	4 = 2-3	5	6 = 4-5	7 = 1-4	8 = $\frac{7}{6} \times 100$
	MUESTRA	N° 1		PROFUNDIDAD		5.15 m.	
1163.44	1131.29	<sup>41</sup> 166.95	964.34	<sup>H</sup> 824.84	139.50	199.10	$\frac{199.10}{139.5} \times 100 = 143$
	MUESTRA	N° 2		PROFUNDIDAD		1.90 m.	
1109.50	1095.00	<sup>40</sup> 167.00	928.00	<sup>E</sup> 862.37	65.63	181.50	$\frac{181.50}{65.63} \times 100 = 277$
	MUESTRA	N° 3		PROFUNDIDAD		8.40 m.	
1123.80	1070.25	<sup>41</sup> 166.95	903.30	<sup>H</sup> 824.84	78.46	220.50	$\frac{220.50}{78.46} \times 100 = 281$
	MUESTRA	N° 4		PROFUNDIDAD		20.10 m.	
1208.00	1107.00	<sup>40</sup> 167.00	940.00	<sup>L</sup> 865.02	83.98	268.00	$\frac{268.00}{83.98} \times 100 = 318$
	MUESTRA	N° 5		PROFUNDIDAD		25.00 m.	
1123.92	1071.57	<sup>41</sup> 166.95	904.62	<sup>E</sup> 826.37	78.25	219.30	$\frac{219.30}{78.25} \times 100 = 280$
	MUESTRA	N° 6		PROFUNDIDAD		31.00 m.	
1124.89	1069.39	<sup>40</sup> 167.00	902.39	<sup>S</sup> 823.24	79.15	222.50	$\frac{222.50}{79.15} \times 100 = 280$

## Cálculo de las Relaciones de Vacíos

Para determinar las relaciones de vacíos necesarias para el cálculo de los coeficientes de compresibilidad y consolidación, es preciso conocer los valores que adquieren al aplicarse diversas presiones a las muestras de suelo durante la prueba de consolidación.

Igualmente se necesita conocer la altura de los sólidos:  $H_s$ , que será constante para cada muestra puesto que no hubo pérdida de material. En la lámina IX se encuentran estos cálculos dispuestos de la siguiente manera: en las columnas 1 y 2 se hallan, respectivamente, la nomenclatura y la profundidad de la muestra. En las columnas 3, 4 y 5, los datos generales del anillo, que son utilizados posteriormente. La columna 6 es el dato del contenido de humedad  $\omega$  en % correspondiente a cada muestra, y que ya se obtuvo en las láminas VII y VIII. La columna 7 es la relación de vacíos al principio de la prueba de consolidación, calculada con la fórmula:  $e = \omega \times S_g$ , en la que  $\omega$  es el contenido de humedad de cada una de las muestras (columna 6), y  $S_g$  la densidad relativa que para las arcillas de la ciudad de México es igual a 2.5 (dato publicado en el Instructivo para Ensayo de Suelos del Departamento de Ingeniería Experimental de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, en la página 125). Esta fórmula es equivalente a:

DETERMINACION DE LA ALTURA DE LOS SOLIDOS -

POZO N°1.

DENSIDAD RELATIVA PARA LAS ARCILLAS EN LA C. DE MEX. S<sub>8</sub> = 2.8

MUESTRA Num	ANILLO				w en %	e = w x S <sub>s</sub>	H <sub>sólidos</sub> = $\frac{H_{total}}{1+e}$ en cm.
	Profund. en m.	Dénomi- nación	Diámetro en cm.	Alfures H <sub>total</sub> cm.			
1	2	3	4	5	6	7 = 6 x 2.5	8 = $\frac{5}{1+7}$
1	5.34	I	10.66	2.54	1.84	4.60	$\frac{2.54}{5.60} = 0.454$
3	11.05	C	10.60	3.18	2.50	6.25	0.439
5	17.65	H	10.66	2.54	2.50	6.25	0.350
6	20.00	D	10.60	3.18	2.41	6.02	0.453

POZO N° 3.

DENSIDAD RELATIVA PARA LAS ARCILLAS EN LA C. DE MEX. S<sub>8</sub> = 2.5

MUESTRA Num	ANILLO				w en %	e = w x S <sub>s</sub>	H <sub>sólidos</sub> = $\frac{H_{total}}{1+e}$ en cm.
	Profund. en m.	Dénomi- nación	Diámetro en cm.	Alfures H <sub>total</sub> cm.			
1	2	3	4	5	6	7 = 6 x 2.5	8 = $\frac{5}{1+7}$
1	5.15	L	10.60	2.54	1.43	3.58	0.555
2	11.91	E	10.60	2.54	2.77	6.93	0.320
3	15.40	H	10.66	2.81	2.81	7.02	0.317
4	20.60	L	10.60	2.54	3.18	7.95	0.284
5	25.00	E	10.60	2.54	2.80	7.00	0.318
6	31.00	I	10.66	2.54	2.80	7.00	0.318

$e = \frac{2H - 2H_0}{2H_0}$ , empleada generalmente para el cálculo de las relaciones de vacíos cuando el suelo ha sufrido incrementos de presión, y en la que 2H es el espesor comprimido, y es igual al espesor inicial menos la deformación lineal correspondiente; y 2H<sub>0</sub> es la altura de los sólidos.

La columna 8 es la altura de los sólidos: H<sub>s</sub>, calculada con la fórmula:  $H_s = \frac{H \text{ total}}{1 + e}$ , en la que H total es la altura total de la muestra al principio de la prueba de consolidación (columna 5), y e es el dato de la columna 7.

Teniendo este dato de H<sub>s</sub>, se pasa a calcular las relaciones de vacíos para los diferentes incrementos de carga. A este fin se forma una tabla (láminas X, X-a, X-b, X-c, X-d), como sigue: en la columna 1 se anota la fecha en que se hicieron los incrementos de presión, los cuales se indican en la columna 2. Dicha presión está dada en kg/cm<sup>2</sup>. La columna 3 corresponde a las lecturas en centésimos de milímetro, hechas en el consolidómetro para cada incremento de presión. La columna 4 es la deformación total en centésimos de milímetro, que se obtiene restando de la lectura inicial hecha en el consolidómetro, la lectura correspondiente a cada incremento de carga. La columna 5 es la corrección, también en centésimos de milímetro, debida a la

deformación propia del aparato, dato que se obtiene de las gráficas correspondientes a la calibración de consolidómetros. (Lámina VI). La columna 6 es la deformación corregida, que será igual, evidentemente, a la columna 4, o sea la deformación total, menos la columna 5 que es la corrección del consolidómetro. La columna 7 corresponde a la deformación unitaria y es igual a la deformación corregida (columna 6), dividida entre la altura de los sólidos que, como ya se dijo antes, es constante para cada muestra. La columna 8 es la relación de vacíos para cada incremento de carga y es igual a la relación de vacíos inicial menos la deformación unitaria. Esta forma de calcular las relaciones de vacíos es lo mismo que si se usara la fórmula

$e = \frac{2H - 2H_0}{2H_0}$ , puesto que lo que se ha realizado ha sido una simplificación de la misma. He aquí un ejemplo:

Sea la muestra 1 del pozo 1, para  $0.000 \text{ kg/cm}^2$ , para la que se tiene:

$$\begin{array}{r} - 2H = 2.540 \text{ cm.}, \text{ porque la deformación es } 0.000 \text{ cm.} \\ \underline{2H_0 = 0.454 \text{ cm.}} \\ 2H - 2H_0 = 2.096 \text{ cm.} \end{array}$$

$$\frac{2H - 2H_0}{2H_0} = \frac{2.096}{0.454} = 4.600, \text{ dato que coincide con el valor obtenido en la lámina IX.}$$

Véase ahora el caso para cuando el incremento de presión es igual a  $0.202 \text{ kg/cm}^2$ :

DETERMINACION DE LAS RELACIONES DE VACIOS.

POZO N° 1.

INTERVALO DE TIEMPO ENTRE INCREMENTOS DE CARGA: 24 h.

MUESTRA N° 1 CONSOLIDOMETRO N° 2.

ALTURA DE LOS SOLIDOS  $H_s = 0.454$  cm.

Fecha.	Presión en $\text{kg/cm}^2$	Lecturas en o. c. mm	Deformación en o. c. mm. $\delta$	Corrección por consoli- dómetro en o. c. mm	Deforma- ción corre- pudo en: o. c. mm.	Deformación unitaria $\frac{\delta}{H_s}$	Relación de, Vacios $e$
1	2	3	4	5	6 = 4-5	7 = $\frac{6}{H_s}$	8 = 4 <sub>i</sub> - 7
7/VIII/54	0.000	458.6	0.0	0.0	0.0	0.000	4.600
7/VIII/54	0.202	428.7	29.9	8.6	21.3	0.047	4.553
8/VIII/54	0.606	397.7	60.9	15.2	45.7	0.101	4.499
9/VIII/54	1.143	374.0	84.6	20.2	64.4	0.142	4.458

MUESTRA N° 3 CONSOLIDOMETRO N° 1.

ALTURA DE LOS SOLIDOS  $H_s = 0.439$  cm.

9/VIII/54	0.000	939.5	0.0	0.0	0.0	0.000	6.250
9/VIII/54	0.204	395.5	544.0	7.8	536.2	1.220	5.030
10/VIII/54	0.613	192.5	747.0	9.7	737.3	1.680	4.570
11/VIII/54	1.700	1.3	938.2	10.1	928.1	2.125	4.125

MUESTRA N° 5 CONSOLIDOMETRO N° 2.

ALTURA DE LOS SOLIDOS  $H_s = 0.350$  cm.

13/VIII/54	0.000	970.0	0.0	0.0	0.0	0.000	6.250
13/VIII/54	0.202	778.0	192.0	8.6	183.4	0.523	5.727
14/VIII/54	0.606	677.2	292.8	15.2	277.6	0.795	5.455

LAMINA X

CONTINUACION

## POZO N° 1.

MUESTRA N° 5 CONSOLIDOMETRO N° 2.

ALTURA DE LOS SOLIDOS  $H_s = 0.350$  cm.

Fecha	Presión en $\text{kg/cm}^2$	Lecturas en 0.01 mm.	Deformación en 0.01 mm. $\delta$	Corrección por consoli- dación en 0.01 mm.	Deforma- ción corre- gida en: 0.01 mm.	Deformación unitaria $\frac{\delta}{H_s}$	Relación de Vacíos $e$
1	2	3	$\delta$	5	$6 = 4 - 5$	$7 = \frac{\delta}{H_s}$	$8 = e_i - 7$
15/ VII/ 54	1.143	414.9	555.1	20.2	534.9	1.530	4.720
16/ VII/ 54	1.682	116.2	853.8	22.3	831.5	2.380	3.870

MUESTRA N° 6 CONSOLIDOMETRO N° 4.

ALTURA DE LOS SOLIDOS  $H_s = 0.453$  cm.

14/ VII/ 54	0.000	1260.8	000.0	0.0	000.0	0.000	6.020
14/ VII/ 54	0.208	887.0	373.8	9.0	364.8	0.810	5.210
15/ VII/ 54	0.613	707.8	553.0	12.5	540.5	1.200	4.820
16/ VII/ 54	1.155	482.5	778.3	15.8	762.5	1.680	4.340
17/ VII/ 54	1.700	271.5	989.3	18.8	970.5	2.140	3.880
18/ VII/ 54	3.030	135.5	1125.3	24.2	1101.1	2.430	3.590

LAMINA X-a

DETERMINACION DE LAS RELACIONES DE VACIOS

POZO N° 3.

INTERVALO DE TIEMPO ENTRE INCREMENTOS DE CARGA 24h.

MUESTRA N° 1 CONSOLIDOMETRO N° 1.

ALTURA DE LOS SOLIDOS  $H_s = 0.555 \text{ cm.}$

Fecha	Presión en $\text{kg/cm}^2$	Lecturas en 0.01mm.	Deformación en 0.01mm. $\delta$	Corrección por consenso indómetro en 0.01mm.	Deformación corregida en: 0.01mm.	Deformación unitaria $\frac{\delta_c}{H_s}$	Relación de Vacíos $e$
1	2	3	4	5	6 = 4-5	7 = $\frac{6}{H_s}$	8 = $e_i - 7$
5/III/54	0.000	741.6	000.0	00.0	000.0	0.000	3.580
5/IV/54	0.204	662.8	78.8	7.8	71.0	0.128	3.452
6/IV/54	0.613	615.2	126.4	9.7	116.7	0.210	3.370
7/IV/54	1.155	558.4	183.2	10.9	172.3	0.311	3.269

MUESTRA N° 2 CONSOLIDOMETRO N° 1.

ALTURA DE LOS SOLIDOS  $H_s = 0.320 \text{ cm.}$

11/IV/54	0.000	1312.2	000.0	0.0	000.0	0.000	6.930
19/IV/54	0.204	1146.5	165.7	7.8	157.9	0.494	6.436
20/IV/54	0.613	894.5	417.7	9.7	408.0	1.280	5.650
21/IV/54	1.155	595.1	717.1	10.9	706.2	2.110	4.820
23/IV/54	2.240	248.0	1064.0	12.8	1051.2	3.290	3.640

MUESTRA N° 3 CONSOLIDOMETRO N° 2.

ALTURA DE LOS SOLIDOS  $H_s = 0.317 \text{ cm.}$

21/IV/54	0.000	1050.0	000.0	0.0	000.0	0.000	7.020
27/IV/54	0.202	831.5	218.5	8.7	207.8	0.655	7.365

CONTINUACION

## POZO N° 3.

INTERVALO DE TIEMPO ENTRE INCREMENTOS DE CARGA 24 h.

MUESTRA N° 3 CONSOLIDOMETRO N° 2.

ALTURA DE LOS SOLIDOS  $H_s = 0.317 \text{ cm.}$ 

Fecha	Presión en $\text{kg/cm}^2$	Lecturas en 0.01mm.	Deformación en 0.01mm. $\delta$	Corrección por cambio índice del en 0.01mm	Deforma- ción corre- gida en: 0.01 mm	Deformación unitaria $\frac{d_c}{H_s}$	Relación de Vacíos $e$
1	2	3	4	5	6=4-5	7= $\frac{6}{H_s}$	8= $d_c - 7$
22/ VIII / 54	0.606	660.8	389.2	15.2	374.0	1.180	5.840
23/ VIII / 54	1.183	807.9	602.1	20.0	622.1	1.960	5.060
24/ VIII / 54	2.220	58.0	992.0	27.8	984.2	3.040	3.980

MUESTRA N° 4 CONSOLIDOMETRO N° 1  
ALTURA DE LOS SOLIDOS  $H_s = 0.284 \text{ cm}$

25/ VIII / 54	0.000	1000.0	000.0	00.0	000.0	0.000	7.950
29/ VIII / 54	0.204	611.0	389.0	7.8	381.2	1.340	6.610
30/ VIII / 54	0.613	327.0	673.0	9.7	663.3	2.340	5.610
1/ VIII / 54	1.155	63.9	936.1	10.9	925.2	3.260	4.690
2/ VIII / 54	1.700	328.9	1051.3	12.0	1039.3	3.650	4.300
3/ VIII / 54	3.030	83.5	1296.7	13.8	1282.9	4.510	3.440

MUESTRA N° 5 CONSOLIDOMETRO N° 2  
ALTURA DE LOS SOLIDOS  $H_s = 0.318 \text{ cm.}$

5/ VIII / 54	0.000	1380.0	000.0	00.0	000.0	0.000	7.000
5/ VIII / 54	0.204	159.2	224.8	8.7	216.1	0.680	6.320

LAMINA X-c

CONTINUACION

## POZO N° 3.

INTERVALO DE TIEMPO ENTRE INCREMENTOS DE CARGA 24 h.

MUESTRA N° 5 CONSOLIDOMETRO N° 2.

ALTURA DE LOS SOLIDOS  $H_s = 0.318 \text{ cm.}$ 

Fecha	Presión en $\text{kg/cm}^2$	Lecturas en 0.01mm.	Deformación en 0.01mm. $\delta$	Corrección por consoli- dación en: 0.01mm.	Deforma- ción corre- gida en: 0.01mm.	Deformación unitaria $\frac{\delta_i}{H_s}$	Relación de vacíos $a$
1	2	3	4	5	$6 = 4 - 5$	$7 = \frac{6}{H_s}$	$8 = a_i - 7$
$\frac{6}{\text{VII}}/54$	0.613	61.2	322.8	15.2	307.6	0.970	6.030
$\frac{7}{\text{VIII}}/54$	1.155	940.0	444.0	20.0	424.0	1.335	5.665
$\frac{8}{\text{VIII}}/54$	1.700	805.0	579.0	24.4	554.6	1.750	5.250
$\frac{9}{\text{VIII}}/54$	2.490	585.1	798.9	29.0	769.9	2.420	4.580

MUESTRA N° 6 CONSOLIDOMETRO N° 1.

ALTURA DE LOS SOLIDOS  $H_s = 0.318 \text{ cm.}$ 

$\frac{9}{\text{VIII}}/54$	0.000	1000.0	000.0	00.0	000.0	0.000	7.800
$\frac{9}{\text{VIII}}/54$	0.202	565.9	434.1	7.8	426.3	1.340	5.660
$\frac{10}{\text{VIII}}/54$	0.606	274.2	725.8	9.7	716.1	2.250	4.750
$\frac{11}{\text{VIII}}/54$	1.390	791.2	1141.1	11.4	1129.7	3.560	3.440
$\frac{12}{\text{VIII}}/54$	2.420	532.2	1400.1	13.0	1387.1	4.370	2.630
$\frac{13}{\text{VIII}}/54$	3.560	369.2	1563.1	14.0	1549.1	4.870	2.130

OBSERVACIONES :

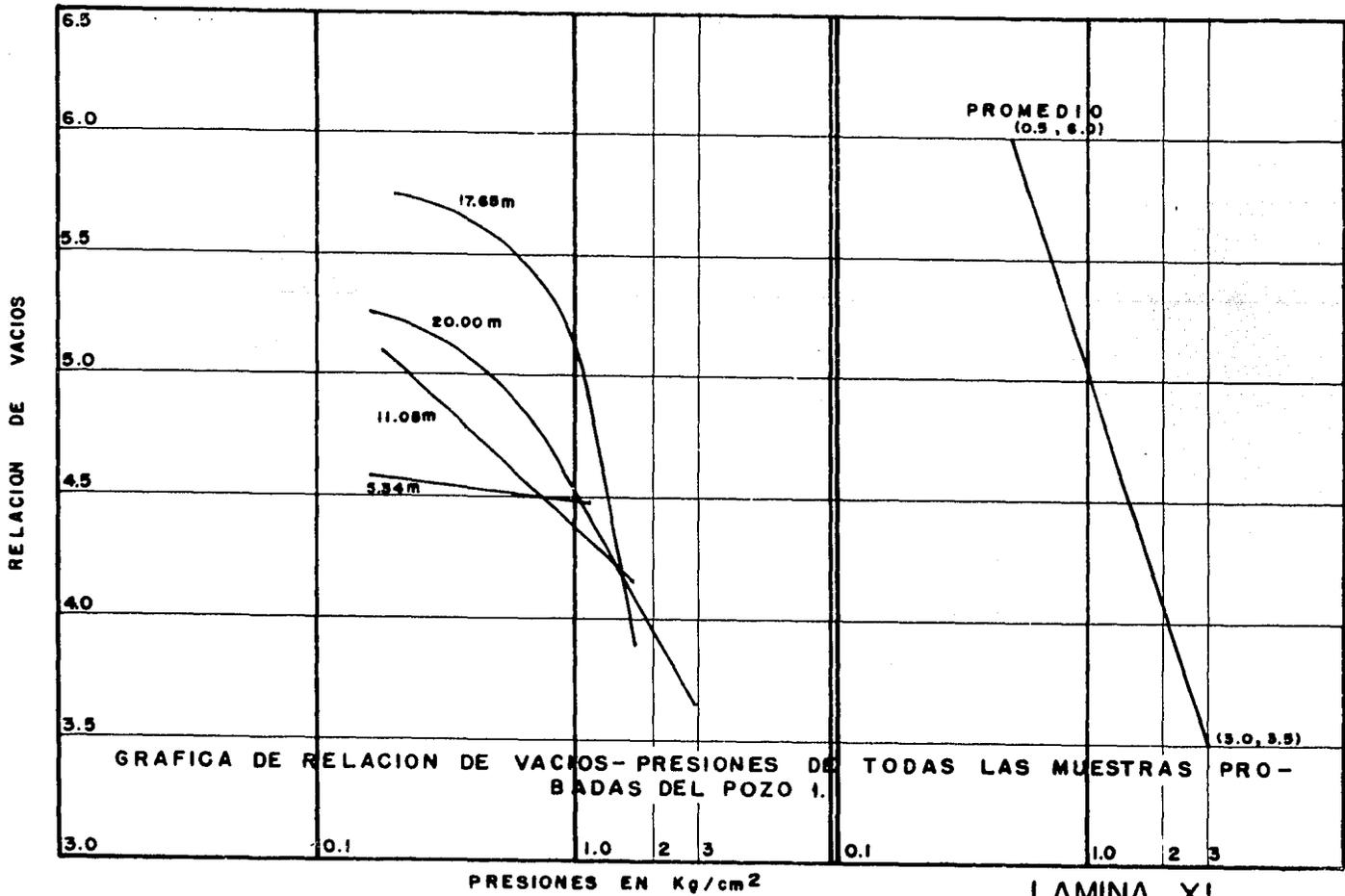
\*1 NUEVA COLOCACION DEL MICROMETRO · LECTURA · 1380.2

\*2 NUEVA COLOCACION DEL MICROMETRO · LECTURA · 1932.3

LAMINA X-d

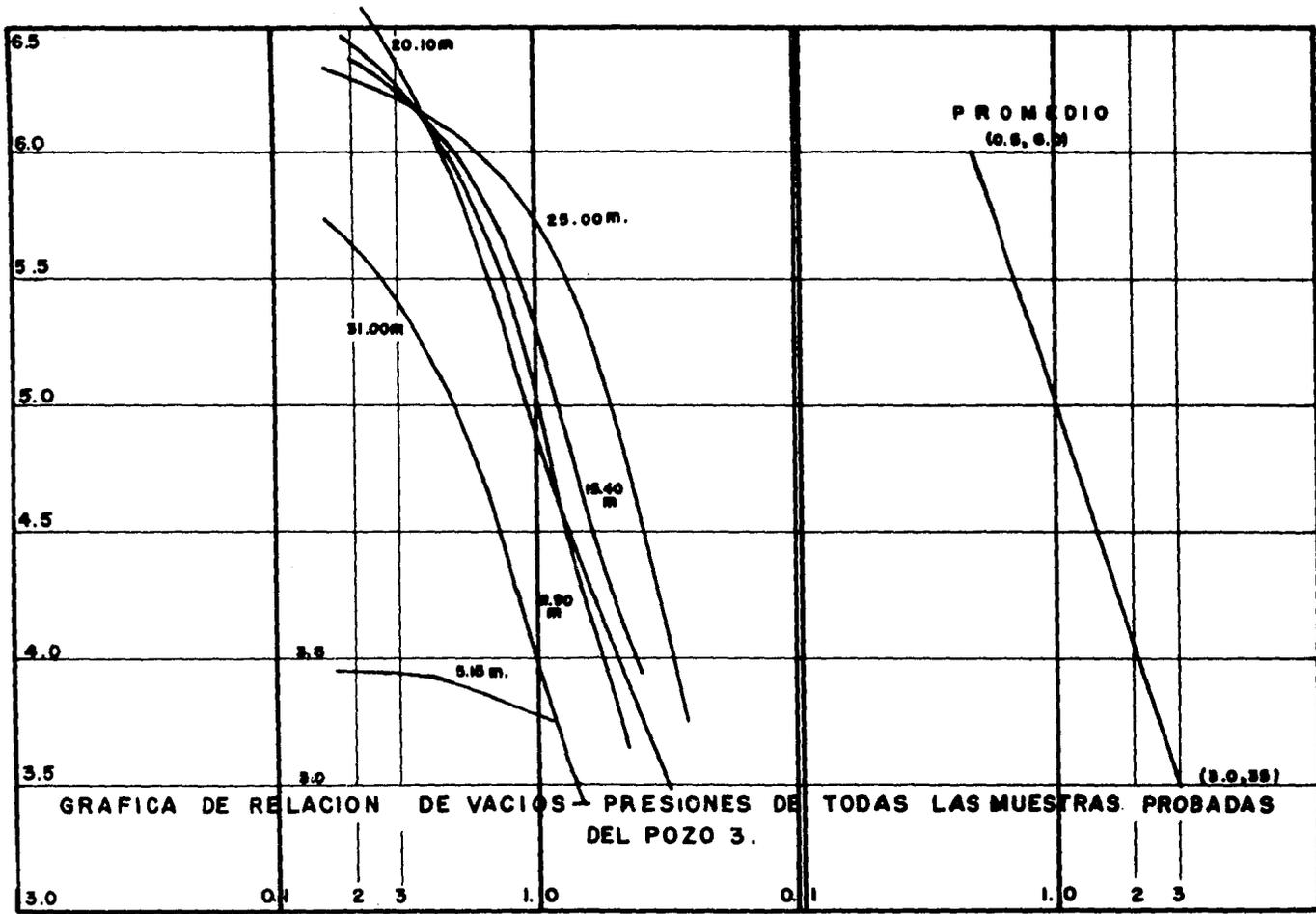
$$\begin{aligned}
 \text{Altura total de la muestra:} & 2.5400 \\
 \text{Deformación total:} & \underline{0.0213} \\
 2H & = \underline{2.5187} \\
 2H_0 & = \underline{0.4540} \\
 2H - 2H_0 & = 2.0647
 \end{aligned}$$

$\frac{2H - 2H_0}{2H_0} = \frac{2.0647}{0.454} = 4.55$ , que coincide con el valor -  
 que se obtuvo usando el procedimiento simplificado, es  
 decir, que teniendo como dato la relación de vacíos -  
 inicial, se pueden calcular las siguientes, restando -  
 de aquélla el valor de la deformación unitaria, pues -  
 ya quedó demostrado que ambos procedimientos son igua-  
 les. La representación gráfica de estos resultados se  
 encuentra en las curvas de relación de vacíos-presio-  
 nes, de las láminas XI y XII, construidas con los datos  
 de las columnas 2 (presiones en  $\text{kg/cm}^2$ ) y 8, que co-  
 rresponde a las relaciones de vacíos finales para cada  
 incremento de carga. Si las curvas se construyen con -  
 los valores-promedio tanto de las relaciones de vacíos  
 como de las presiones, se obtienen valores aproxima-  
 damente iguales para los coeficientes de compresibilidad  
 $A_v$ , pues la curva resulta muy cercana a la construida  
 con los valores que se usaron.



GRAFICA DE RELACION DE VACIOS-PRESIONES DE TODAS LAS MUESTRAS PRO-BADAS DEL POZO 1.

RELACION DE VACIOS



GRAFICA DE RELACION DE VACIOS - PRESIONES DE TODAS LAS MUESTRAS PROBADAS DEL POZO 3.

PRESIONES EN Kg/cm<sup>2</sup>

LAMINA XII

Determinación del Coeficiente de Consolidación Promedio del Suelo en la Zona

Esta determinación se hace con los datos de la muestra 2 del pozo 3, que se ha tomado como la muestra tipo, por acercarse su curva a la típica de consolidación.

La fórmula que se emplea es:  $C_v = \frac{0.197 H_m^2}{t_{50}}$ , en la que  $H_m$  se calcula tomando los espesores comprimidos en cada dos incrementos de carga y dividiendo entre cuatro, debido a que durante la prueba de consolidación se utilizaron dos drenes.

Para 0.000 kg/cm <sup>2</sup> de presión	Altura de la muestra:	2.54 cm.
	Deformación Espesor comprimido:	$\frac{0.00}{2.54}$ cm.

Para 0.204 kg/cm <sup>2</sup> de presión	Altura de la muestra:	2.54 cm.
	Deformación Espesor comprimido:	$\frac{0.157}{2.383}$ cm.

$$H_m = \frac{2.540 + 2.383}{4} = 1.23 \text{ cm.}$$

$t_{50}$ , de la curva típica de consolidación de la muestra que nos ocupa: 1 100 seg.

Sustituyendo estos valores en la fórmula, se tiene:

$$C_v = \frac{0.197 \times (1.23)^2}{1\ 100} = 0.000271 \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

$$C_v = 27.1 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

### CAPITULO III

#### DE LOS CALCULOS DE GABINETE

##### Cálculo de las Presiones en los Once Puntos Escogidos con los Datos de Carga sobre el Terreno

Se escogieron once puntos que fueron los que se consideró que por su posición con relación a los edificios que se proyecta construir, presentan las condiciones de asentamiento más desfavorables. En el plano # 1 están señalados.

Análisis de presiones.- Al hacer el análisis de presiones hubieron de considerarse las que ejercerán hasta los edificios en proyecto más alejados del punto en estudio, y se encontró que los situados más allá de 35 m. del mismo, no afectaban el valor de la presión, por lo que únicamente se tomaron en cuenta los localizados en un radio de 35 m. Así por ejemplo, al punto 1 los edificios que lo afectan son el A, A', B y B'. Se observó que la influencia del edificio B' era muy pequeña comparada con la que ejercen los edificios A, A' y B, por lo que no se tomó en cuenta aquél en el momento de hacer el cálculo de las presiones en el citado punto 1. Existiendo la misma circunstancia por lo que

respecta a los puntos 2 y 3, y 10 y 11, también se su-primió el edificio B' al hacer el cálculo.

Sobre los puntos 4 a 9, inclusive, la influencia - del edificio B' sí es importante; por ello se tomó en cuenta al hacer el cálculo de las respectivas presio-nes.

Los datos de carga sobre el terreno:

<u>Edificio</u>	<u>Carga en Ton/m<sup>2</sup></u>
A	5.7
A'	4.1
B	5.5
B'	4.1
C	5.6
C'	4.1
D	5.1
D'	4.1
E	5.5

El valor de la presión unitaria  $q$  será el valor de la carga en Ton/m<sup>2</sup> menos el peso volumétrico del relleno que es igual a 1 200 kg/m<sup>3</sup> (peso volumétrico húme- do) multiplicado por 2 m. que corresponden al espesor del relleno.

Por tanto, este valor para cada edificio, será:

<u>Edificio</u>	<u>Valor de q en Ton/m<sup>2</sup></u>
A	5.7 - 2.4 = 3.3
A'	4.1 - 2.4 = 1.7
B	5.5 - 2.4 = 3.1
B'	4.1 - 2.4 = 1.7
C	5.6 - 2.4 = 3.2
C'	4.1 - 2.4 = 1.7
D	5.1 - 2.4 = 2.7
D'	- 2.4 = 1.7
E	5.5 - 2.4 = 3.1

Ahora bien, lo que se trata de calcular es el valor de la presión  $\sigma_z$  que produce una carga  $Q$  aplicada en la superficie horizontal de un terreno, valor que se puede considerar aproximadamente igual al esfuerzo vertical  $\sigma_z$  que sufre una partícula sujeta a esfuerzos en tres direcciones perpendiculares.

El terreno puede estimarse como un sólido semiinfinito cargado en su plano límite.

El problema se reduce a aplicar la fórmula que Boussinesq obtuvo al estudiar los esfuerzos en un sólido semiinfinito, debidos a una carga que actuaba en su plano límite.

He aquí el problema resuelto por Boussinesq:

Determinación de los esfuerzos en un sólido semiinfinito

Supongamos que el plano  $Z = 0$  es el límite de un sólido seminfinito, y que la fuerza  $Q$  está actuando sobre ese plano a lo largo del eje de las "Z". (Fig. 1).

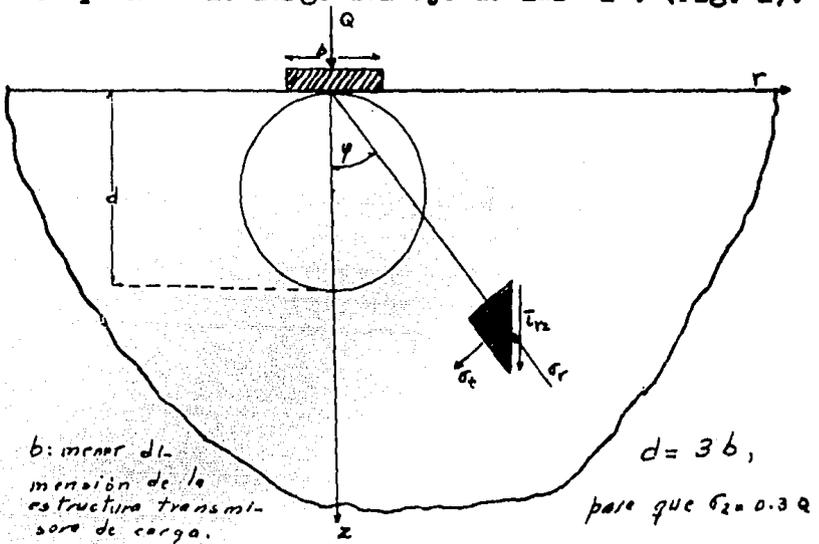


Figura 1

La distribución de esfuerzos producida por una carga concentrada  $Q$  actuando en un plano  $Z = 0$ , está dada por la ecuación:  $\tau_{rz} = \frac{B(1-2\mu)}{r^2}$  ----- (1) en la que:

$\mu$  : relación de Poisson;

$B$  : es una constante determinada de acuerdo con la energía mínima;

$$r: \sqrt{x^2 + y^2}$$

Para eliminar estos esfuerzos y llegar a la solución del problema, haremos la observación de que la distribución de tensiones corresponde al llamado centro de compresiones, entendiéndose por centro de com-

presiones, la combinación de los tres esfuerzos que actúan sobre una partícula:  $\sigma_r$ ,  $\sigma_z$ ,  $\tau_{rz}$

En coordenadas polares esta distribución de esfuerzos es:  $\sigma_r = \frac{A}{R^3}$ ;  $\sigma_t = \frac{d\sigma_r}{dR} \cdot \frac{R}{2} + \sigma_z = -\frac{1}{2} \frac{A}{R^3}$  en la que  $A$  es una constante.

Las expresiones correspondientes a las componentes de esfuerzo son las siguientes:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \sigma_R \cos^2 \varphi + \sigma_t \sin^2 \varphi = \\ &= A \left( r^2 - \frac{1}{2} z^2 \right) (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \sigma_R \cos^2 \varphi + \sigma_t \sin^2 \varphi = \\ &= A \left( z^2 - \frac{1}{2} r^2 \right) (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{rz} &= \frac{1}{2} (\sigma_R - \sigma_t) \sin 2\varphi = \\ &= \frac{3}{2} A r z (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}}\end{aligned}$$

$$\sigma_\theta = \sigma_t - \frac{1}{2} \frac{A}{R^3} = -\frac{1}{2} A (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}}$$

Vemos que el centro de presiones está uniformemente distribuido a lo largo del eje de las "X" desde que  $Z = 0$ , hasta  $Z = -\infty$ . Luego, usando el principio de superposición, las componentes de esfuerzo producidas en un sólido seminfinito, están dadas por las ecuaciones anteriores, las que integradas desde que  $Z = 0$  hasta  $Z = -\infty$ , nos dan:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= A \int_0^\infty \left( r - \frac{1}{2} z^2 \right) (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} dz = \\ &= \frac{A}{2} \left\{ \frac{1}{r^2} - \frac{z}{r^3} (r^2 + z^2)^{-\frac{1}{2}} - 2 (r^2 + z^2)^{-\frac{3}{2}} \right\}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_z &= A \int_0^\infty \left( z - \frac{1}{2} r^2 \right) (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} dz = \\ &= \frac{A}{2} 2 (r^2 + z^2)^{-\frac{3}{2}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_{rz} &= \frac{3}{2} A \int_0^{\infty} r z (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} dz = \\ &= \frac{A}{2} r (r^2 + z^2)^{-\frac{3}{2}} \\ \sigma_{\theta} &= -\frac{1}{2} A \int_0^{\infty} (r^2 + z^2)^{-\frac{3}{2}} dz = \\ &= -\frac{A}{2} \left\{ \frac{1}{r^2} - \frac{z}{r^2} (r^2 + z^2)^{-\frac{1}{2}} \right\} \end{aligned}$$

Ahora bien, considerando el plano  $Z = 0$ , encontramos que el esfuerzo normal en este plano es cero, y que el esfuerzo cortante es:  $(\tau_{rz})_{z=0} = \frac{1}{2} \frac{A}{r^2} \dots (2)$

Vemos pues que el plano  $Z = 0$  está libre de esfuerzos y únicamente se halla sujeto a una carga concentrada  $Q$  actuando en el origen.

De las ecuaciones (1) y (2) podemos ver que el esfuerzo cortante en el límite del plano se elimina si:

$$\begin{aligned} -B(1-2\mu) + \frac{A}{2} &= 0, \text{ en donde:} \\ A &= 2B(1-2\mu) \end{aligned}$$

Sustituyendo este valor de  $A$  en el sistema de ecuaciones anterior, y agregando los esfuerzos correspondientes a cuando el sólido está cargado en uno de sus puntos cuyas ecuaciones (de los esfuerzos) son:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= B(1-2\mu) 2(r^2 + z^2)^{-\frac{3}{2}} - 3r^2 z (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} \\ \sigma_z &= -B \left\{ (1-2\mu) 2(r^2 + z^2)^{-\frac{3}{2}} + 3z^3 (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} \right\} \\ \tau_{rz} &= -B \left\{ (1-2\mu) r (r^2 + z^2)^{-\frac{3}{2}} + 3r z^2 (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} \right\} \\ \sigma_{\theta} &= B \left\{ (1-2\mu) 2(r^2 + z^2)^{-\frac{3}{2}} \right\} \\ \sigma_r &= B \left\{ (1-2\mu) \left[ \frac{1}{r^2} - \frac{z}{r^2} (r^2 + z^2)^{-\frac{1}{2}} \right] - 3r^2 z (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} \right\} \\ \sigma_z &= -3B z^3 (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} \\ \tau_{rz} &= -3B r z^2 (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} \end{aligned}$$

$$\sigma_0 = B(1-2u) \left\{ -\frac{1}{r^2} + \frac{2}{r^2} (r^2+z^2)^{-\frac{1}{2}} + \dots + 2(r^2+z^2)^{-\frac{3}{2}} \right\}$$

Esta distribución de esfuerzos satisface las condiciones de límite, puesto que para  $Z = 0$ :  $\sigma_z = \tau_{rz} = 0$

Nos queda ahora por determinar el valor de  $B$  que haga que las fuerzas distribuidas en la superficie de un hemisferio con centro en el origen, sean equipolentes de la de  $Q$  cuya línea de acción es el eje "Z".

Considerando el equilibrio de un elemento como el - que se indica en la figura 2, vemos que la componente

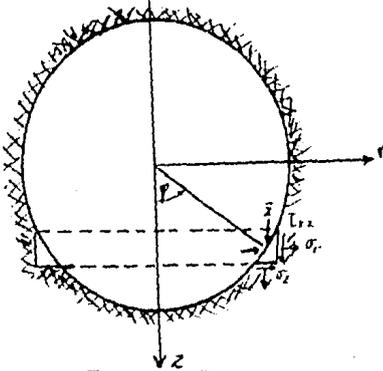


Figura 2

en la dirección  $Z$  de las fuerzas que actúan sobre la superficie del hemisferio es:

$$\bar{Z} = -(\tau_{rz} \operatorname{sen} \varphi + \sigma_r \operatorname{cosp})_j$$

$$\bar{Z} = 3Bz^2 (r^2+z^2)^{-2}$$

Para determinar el valor de  $B$  empleamos la ecuación

$$Q = 2\pi \int_0^{\frac{\pi}{2}} \bar{Z} r (r^2+z^2)^{\frac{1}{2}} d\varphi =$$

$$= 6\pi B \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^2 \varphi \operatorname{sen} \varphi d\varphi =$$

$$Q = 2\pi B \therefore B = \frac{Q}{2\pi}$$

Finalmente, si reemplazamos en las ecuaciones del último sistema el valor de  $B$  que acabamos de determinar, se llega a las siguientes ecuaciones para las componentes del esfuerzo originado por una fuerza  $Q$  que -

actúa normalmente al plano límite de un sólido de extensión seminfinita:

$$\sigma_r = \frac{Q}{2\pi} \left\{ (1-2\mu) \left[ \frac{1}{r^2} - \frac{z}{r^2} (r^2+z^2)^{-\frac{1}{2}} \right] - \dots \right. \\ \left. - 3r^2 z (r^2+z^2)^{-\frac{5}{2}} \right\}$$

$$\sigma_z = - \frac{3}{2} \frac{Q}{\pi} z^3 (r^2+z^2)^{-\frac{5}{2}}$$

$$\tau_{rz} = - \frac{3}{2} \frac{Q}{\pi} r z^2 (r^2+z^2)^{-\frac{5}{2}}$$

Hasta aquí Boussinesq.

En cuanto al esfuerzo que en el presente caso interesa determinar, es el  $\sigma_z$ :

$$\sigma_z = - \frac{3}{2} \frac{Q}{\pi} z^3 (r^2+z^2)^{-\frac{5}{2}} \dots \dots \dots I$$

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}}, \text{ en la que:}$$

a  $\frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}}$ , se le designa por  $I_\sigma$ , que es el llamado valor de influencia, y es función únicamente de  $r$  y  $z$ . Con este valor de influencia se puede determinar la influencia que ejerce una carga vertical  $Q$  - aplicada en un punto  $O$  en el esfuerzo normal vertical en un punto cualquiera  $a$ . (Fig. 3)

La fórmula quedará:

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} I_\sigma$$

Si la carga que actúa es una carga por unidad de longitud ( $q$ ), la fórmula se transforma en:

$$\sigma_z = \frac{q}{z} \frac{3}{2\pi} \left[ \frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^2$$

o sea que:

$$I_\sigma = \frac{3}{2\pi} \left[ \frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^2 \therefore \sigma_z = \frac{q}{z} I_\sigma$$

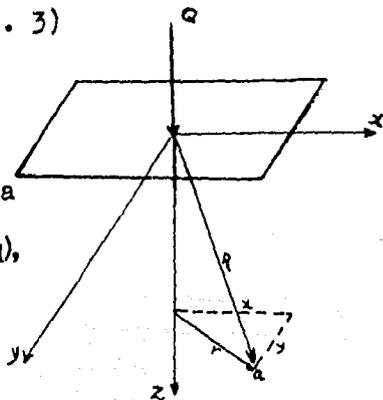


Fig. 3

El valor de  $I_{\sigma}$  está tabulado para los diferentes valores de la relación  $\frac{L}{z}$ .

El caso que se analiza es el de un área cargada con una carga uniforme por unidad de longitud, pues las losas de cimentación ejercen sobre el terreno una presión uniforme, luego pues, se puede aplicar el criterio de Newmark: teniendo un área cargada de ancho  $B = mz$ , y largo  $L = nz$ , se trata de encontrar el valor del esfuerzo normal  $\sigma_z$  a una profundidad  $z$  de la superficie, en una de las esquinas del área cargada.

Newmark obtiene este valor integrando la ecuación I:

$$\sigma_z = \frac{q}{z^2} \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{L}{z}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}}, \text{ se tiene:}$$

$$\sigma_z = \frac{q}{4\pi} \left[ \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \cdot \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \right. \\ \left. + \operatorname{ang} \tan \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \right]$$

en la que  $\frac{1}{4\pi} \left[ \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \cdot \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \right.$

$\left. \operatorname{ang} \tan \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \right]$ ,

es el valor de influencia.  $m = \frac{B}{z}$  y  $n = \frac{L}{z}$

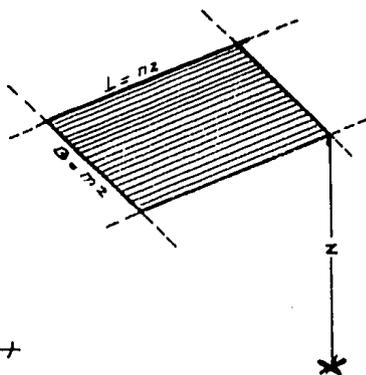


Figura 4

Este valor de influencia está tabulado para las diferentes relaciones  $m$  y  $n$  y trazados los diagramas correspondientes, sobre un par de ejes coordenados en los que se encuentran, en el vertical, la relación

$\frac{\Delta\sigma_z}{q} = I_{\sigma}$ , y sobre el horizontal mediante las igualdades  $\frac{L}{z} = \frac{nz}{mz}$ , se obtienen los valores de  $\frac{L}{B} = \frac{n}{m}$ . Estas

gráficas se encuentran en casi todos los tratados de Mecánica de Suelos.

Si el punto en estudio está fuera del área cargada, se construirá un rectángulo, uno de cuyos vértices debe ser el punto en cuestión y cuyos lados serán paralelos a los del área cargada.

Ejemplo: sea el punto O del cual se busca el valor del esfuerzo normal a una profundidad  $z$ , debido a la carga por unidad de longitud que soporta el área ABCD.

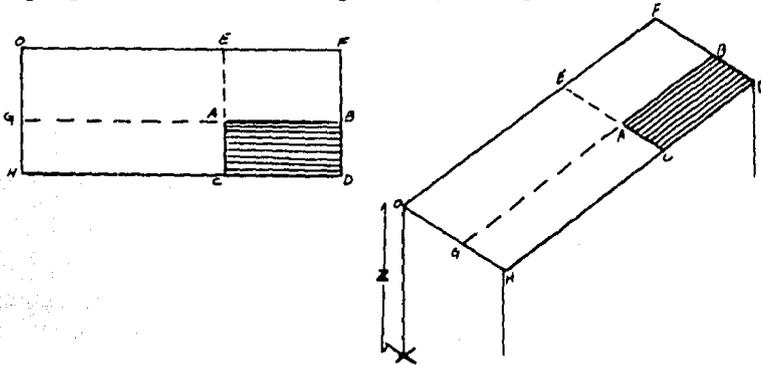


Figura 5

Este esfuerzo será la suma algebraica de los esfuerzos normales producidos por cada una de las áreas encerradas dentro del rectángulo OFBD.

De la figura se ve que:  $\text{área OFBD} = \text{área OFHD} - \text{área OFGB} - \text{área OECH} + \text{área OEGA}$ .

Con éstas áreas conocidas pueden determinarse los valores de  $I_{\sigma}$  para cada una de ellas, y como se conoce el valor de  $q$  (carga unitaria), se podrá, aplicando la ecuación de Boussines  $\sigma_z = q I_{\sigma}$ , conocer el valor del

esfuerzo normal que para este caso será:

$$\sigma_z = \gamma \left( \int \sigma_{FDH} - \int \sigma_{FAB} - \int \sigma_{ECH} + \int \sigma_{EFA} \right)$$

Aplicando estos razonamientos, se calcula el valor del esfuerzo normal para cada uno de los puntos estudiados.

Para darse cuenta del proceso seguido, es suficiente exponer el cálculo para uno de los puntos, toda vez que el procedimiento por lo que respecta a los otros, es el mismo:

Punto 1.- Primeramente se hace un croquis de los edificios que afectan a la presión del punto 1, los cuales son: A, A' y B.

En seguida se hace un análisis de las áreas de los edificios que tienen la misma carga unitaria.

Se tabula de la siguiente manera:

En la primera columna se anota la profundidad a la cual se analiza la presión: 5 m., 10 m., 15 m., etc.

En la segunda columna se encuentra el valor de  $\underline{m}$ , - que es igual a la relación  $\frac{B}{Z}$ .

En la tercera columna está el valor de  $n = \frac{L}{Z}$

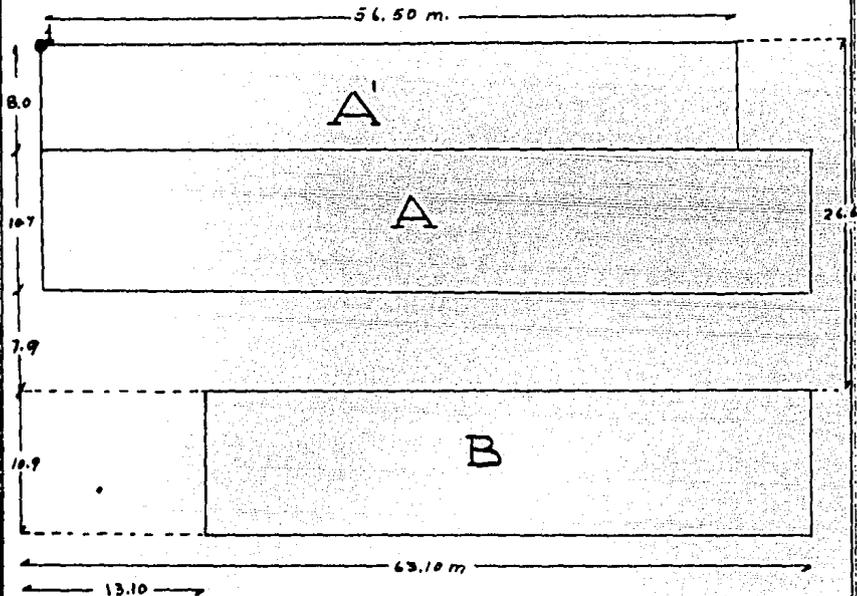
Con los valores de  $\underline{m}$  y  $\underline{n}$  entramos a las tablas que existen en los tratados de Mecánica de Suelos y así obtenemos los de  $I_r$ .

Sumados algebraicamente los renglones horizontales correspondientes a cada profundidad y multiplicados -

por la respectiva presión unitaria, obtenemos el valor de la presión total:  $\sum q I_{\sigma}$  en Ton/m<sup>2</sup> (estos datos, - que serán utilizados más tarde en el cálculo de asentamientos, se encuentran en la hoja de dichos cálculos, -columna 4 que corresponde a la sobrecarga-).

En las láminas XIII, XIII-a, XIII-b y XIII-c aparecen los cálculos de las presiones para el punto 1.

# CALCULO DE LAS PRESIONES PARA EL PUNTO 1



Edificio A :

Areas consideradas:

$$\begin{aligned} &+ 18.7 \times 63.10 \\ &- 8.0 \times 63.10 \end{aligned}$$

Edificio A' :

Areas consideradas:

$$+ 80 \times 56.50$$

Edificio B:

Areas consideradas:

$$\begin{aligned} &- 37.5 \times 63.10 \\ &- 37.5 \times 13.00 \\ &- 26.5 \times 63.10 \\ &+ 26.6 \times 13.00 \end{aligned}$$

**CALCULO DE LAS PRESIONES PARA EL PUNTO I.**

$$m = \frac{B}{Z}$$

$$n = \frac{L}{Z}$$

**EDIFICIO A.  $q = 3.3 \text{ ton/m}^2$**

**(+) B = 18.7m. L = 63.10m | (-) B = 8.0m. L = 63.10m.**

Z	m	n	$I_r$	m	n	$I_r$
5	6.23	21.0	0.25	2.66	21.0	0.250
10	2.34	7.90	0.244	1.00	7.9	0.205
15	1.44	4.86	0.230	0.615	4.86	0.159
20	1.04	3.50	0.208	0.495	3.50	0.125
25	0.81	2.74	0.185	0.348	2.74	0.100
30	0.67	2.26	0.165	0.286	2.26	0.082

**EDIFICIO A'  $q = 1.7 \text{ ton/m}^2$  | EDIFICIO B  $q = 3.1 \text{ ton/m}^2$**

**(+) B = 8.00m L = 56.50 m. | (+) B = 37.5m L = 63.10m.**

Z	m	n	$I_r$	m	n	$I_r$
5	1.60	11.3	0.230	12.50	21.00	0.250
10	0.80	5.65	0.185	4.69	7.90	0.248
15	0.45	3.76	0.125	2.88	4.86	0.245
20	0.40	2.82	0.115	2.08	3.50	0.244
25	0.32	2.26	0.075	1.63	2.74	0.231
30	0.266	1.88	0.075	1.34	2.26	0.220

CONTINUA

CALCULO DE LAS PRESIONES PARA EL PUNTO 1.

$$m = \frac{B}{Z}$$

$$n = \frac{L}{Z}$$

EDIFICIO B.  $q = 3.1 \text{ ton/m}^2$

⊖ B = 37.5 m. L = 13.10 m.

⊖ B = 26.6 m. L = 63.10 m.

Z	m	n	$I_r$	m	n	$I_r$
5	12.50	1.36	0.249	8.87	21.00	0.250
10	4.69	1.64	0.232	3.32	7.70	0.248
15	2.88	1.00	0.202	2.04	4.86	0.240
20	2.08	0.73	0.172	1.48	3.60	0.229
25	1.63	0.57	0.140	1.16	2.78	0.205
30	1.34	0.47	0.118	0.95	2.26	0.197

EDIFICIO B.  $q = 3.1 \text{ ton/m}^2$

⊕ B = 26.6 m. L = 13.10 m.

Z	m	n	$I_r$
5	3.87	1.36	0.249
10	3.32	1.64	0.232
15	2.04	1.00	0.200
20	1.48	0.73	0.165
25	1.16	0.57	0.135
30	0.95	0.47	0.112

# RESUMEN DEL CALCULO DE PRESIONES PARA EL PUNTO 1.

Z	EDIFICIO A: g = 3.3 Ton/m <sup>2</sup>	EDIFICIO A': g = 1.7 Ton/m <sup>2</sup>	EDIFICIO B: g = 3.1 Ton/m <sup>2</sup>	EgI <sub>c</sub> , en Ton/m <sup>2</sup>
5	0 x 3.3 = 0	0.23 x 1.7 = 0.391	$\begin{array}{r} +0.250 \quad -0.248 \\ +0.248 \quad -0.250 \\ \hline 0 \times 3.1 = 0 \end{array}$	0.3910
10	$\begin{array}{r} +0.244 \\ -0.205 \\ \hline +0.039 \times 3.3 = \\ = 0.128 \end{array}$	0.185 x 1.7 = 0.314	$\begin{array}{r} +0.248 \quad -0.234 \\ +0.234 \quad -0.248 \\ \hline 0 \times 3.1 = 0 \end{array}$	0.4420
15	$\begin{array}{r} +0.230 \\ -0.159 \\ \hline +0.071 \times 3.3 = \\ = 0.234 \end{array}$	0.250 x 1.7 = 0.425	$\begin{array}{r} +0.245 \quad -0.262 \\ +0.200 \quad -0.240 \\ \hline +0.445 \quad -0.442 = \\ = 0.003 \times 3.1 = 0.0093 \end{array}$	0.4553
20	$\begin{array}{r} +0.208 \\ -0.125 \\ \hline +0.083 \times 3.3 = \\ = 0.274 \end{array}$	0.115 x 1.7 = 0.196	$\begin{array}{r} +0.244 \quad -0.172 \\ +0.165 \quad -0.229 \\ \hline +0.409 \quad -0.401 = \\ = 0.008 \times 3.1 = 0.0248 \end{array}$	0.4948
25	$\begin{array}{r} +0.185 \\ -0.100 \\ \hline +0.085 \times 3.3 = \\ = 0.280 \end{array}$	0.095 x 1.7 = 0.161	$\begin{array}{r} +0.231 \quad -0.140 \\ +0.185 \quad -0.205 \\ \hline +0.366 \quad -0.345 = \\ = 0.021 \times 3.1 = 0.065 \end{array}$	0.5060
30	$\begin{array}{r} +0.165 \\ -0.082 \\ \hline +0.083 \times 3.3 = \\ = 0.274 \end{array}$	0.075 x 1.7 = 0.127	$\begin{array}{r} +0.220 \quad -0.118 \\ +0.112 \quad -0.197 \\ \hline +0.332 \quad -0.315 = \\ = 0.017 \times 3.1 = 0.0526 \end{array}$	0.4536

## Cálculo de Asentamientos

Para el cálculo de asentamientos se necesita:

- A.- Los datos de presiones propias del terreno:  $p_1$ ; -  
B.- El incremento de presiones debido al peso del edificio:  $\Delta p$ ; C.- La relación de vacíos al estar el terreno bajo la presión  $p_1$ ; D.- La relación de vacíos al estar el terreno bajo la presión  $p_2 = p_1 + \Delta p$ .

Los puntos B, C y D. aparecen resueltos ya en los capítulos anteriores. Ahora se procede a calcular el punto A, para lo que se necesita conocer:

Densidad de los sólidos:

$$S_s = 2.5$$

Contenido de agua:

$$\omega = 250\% \text{ (tomado el promedio).}$$

Relleno superficial: 2 m., con peso volumétrico:

$$\gamma_d = 1.5 \gamma_w ; \text{ peso volumétrico seco: } \gamma_d = \frac{1}{\omega + \frac{1}{S_s}} = \frac{1}{2.5 + \frac{1}{2.5}} =$$

$$\gamma_d = \frac{1}{2.9} = 0.345 \text{ Ton/m}^3$$

Nivel freático:

a 2.5 m. de profundidad.

Relación de vacíos:

$$e = \omega \times S_s = 2.5 \times 2.5 = 6.25$$

Peso volumétrico saturado:

$$\gamma_{sat} = \frac{1 + \omega}{\omega + \frac{1}{S_s}} \gamma_w = \frac{3.5}{2.5 + 0.4} \gamma_w = 1.2 \gamma_w$$

Peso volumétrico del material sumergido:

$$\gamma'_m = (1.2 - 1) \gamma_w = 0.2 \gamma_w$$

Cómo obtener las presiones a las distintas profundidades:

$$P_{2m.} = 1.5 \times 0.2 = 3.0 \text{ Ton/m}^2 = 0.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{2.5 m.} = 3 + 1.2 \times 0.5 = 3 + 0.6 = 3.6 \text{ Ton/m}^2 = 0.36 \text{ kg/cm}^2$$

Por tanto, la presión a una profundidad  $z$  cualquiera será igual a 3.6, que es la presión a la altura del nivel de aguas freáticas más el producto del peso volu métrico del material sumergido, multiplicado por la di ferencia entre la profundidad a la que se está calcu lando la presión y la profundidad de la presión inme diata anterior.

Así, la fórmula general será:

$$P_{zm.} = 3.6 + (z - 2.5) 0.2 \quad , \text{ en Ton/m}^2$$

$$P_{5m.} = 3.6 + (5 - 2.5) 0.2 = 4.1 \text{ Ton/m}^2 = 0.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{10m.} = 3.6 + (10 - 2.5) 0.2 = 5.1 \text{ Ton/m}^2 = 0.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{20m.} = 3.6 + (20 - 2.5) 0.2 = 7.1 \text{ Ton/m}^2 = 0.71 \text{ kg/cm}^2$$

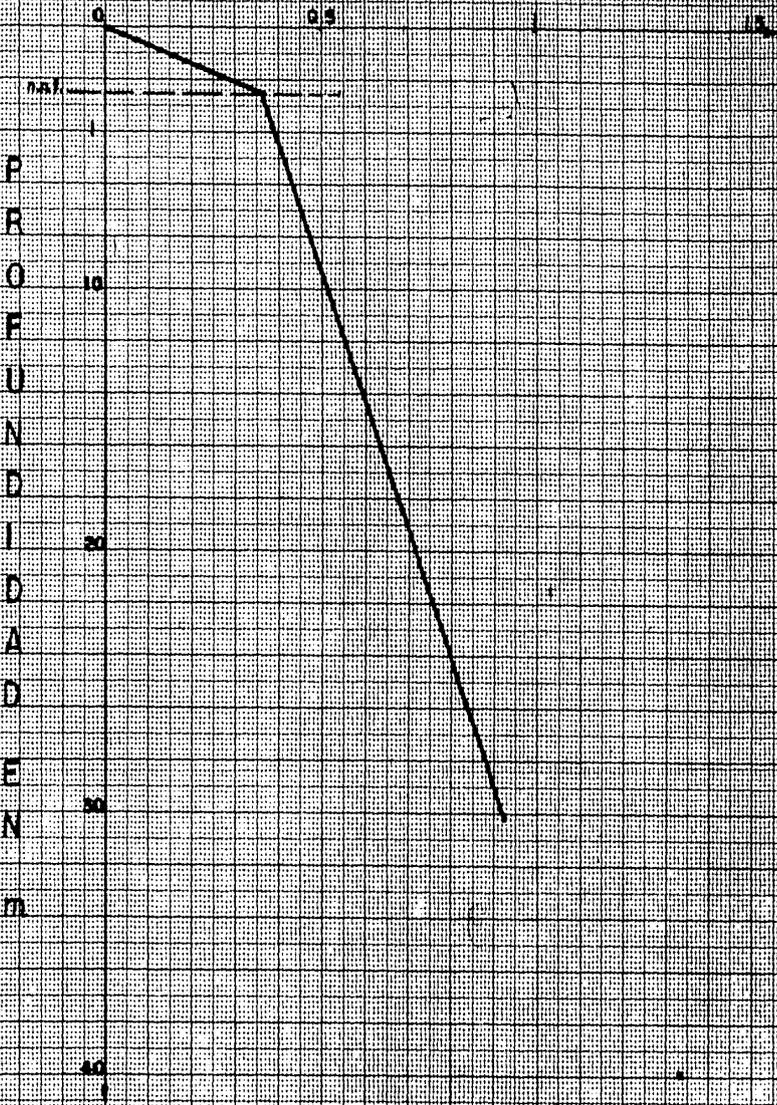
$$P_{30m.} = 3.6 + (30 - 2.5) 0.2 = 9.1 \text{ Ton/m}^2 = 0.91 \text{ kg/cm}^2$$

La representación gráfica de estas presiones se en cuentra en la lámina XIV.

Formación de la tabla de asentamientos.- Se procede de la siguiente manera:

En la primera columna se anota la denominación del punto. En la segunda columna, las profundidades en me tros a las cuales ya se determinaron las presiones de bidas a la sobrecarga. La tercera columna contiene las

PRESSIONES EN Kg/cm<sup>2</sup>



GRAFICA DE PROFUNDIDAD- PRESION EFECTIVA

presiones efectivas debidas a las características propias del terreno, las cuales están representadas gráficamente en el diagrama profundidades-presiones efectivas. (Lámina XIV). En la cuarta columna aparecen los incrementos de presiones debidos al peso de los edificios, los que se encuentran en la columna final de cada tabla de cálculos de presiones, con el encabezado  $\Sigma q I_r$ . En la columna quinta está la suma de las presiones efectivas más las presiones debidas a la sobrecarga las que se obtienen sumando la tercera y cuarta columnas. En la columna sexta se indica la relación de vacíos a las diferentes presiones  $p_1$  que están en la tercera columna. La séptima columna muestra la relación de vacíos a las diferentes presiones ya incrementadas, o sea a las presiones marcadas en la columna quinta.

Los datos de la sexta y séptima columnas se obtienen gráficamente de la gráfica promedio relación de vacíos-presión del pozo 3, que es del que también tómate la curva típica de consolidación.

La octava columna es solamente el valor de la diferencia de las relaciones de vacíos  $e_1 - e_2 = \Delta e$ . La novena columna es el valor de la relación  $\frac{\Delta e}{1 + e}$ , que servirá para construir las gráficas  $\frac{\Delta e}{1 + e}$  contra profundidades de cada punto estudiado. En las láminas XV y XVI

# CALCULO DE ASENTAMIENTOS.

Punto	Profundidad en m.	$p_1$ en $\text{kg/cm}^2$	$\Delta p$ en $\text{kg/cm}^2$	$P_0 = P_1 + \Delta p$ en $\text{kg/cm}^2$	$e_1$	$e_2$	$\Delta e = e_2 - e_1$	$\frac{\Delta e}{1 + e_1}$
1	2	3	4	5 = 3 + 4	6	7	8 = 7 - 6	9 = $\frac{8}{1 + e_1}$
1	0	0.00	0.043	0.043	—	—	—	—
	5	0.41	0.039	0.449	6.270	6.140	0.13	0.018
	10	0.51	0.044	0.554	5.970	5.850	0.12	0.017
	20	0.71	0.049	0.759	5.520	5.420	0.10	0.015
	30	0.81	0.046	0.955	5.170	5.090	0.08	0.013
2	0	0.30	0.083	0.383	—	—	—	—
	5	0.41	0.085	0.495	6.270	6.010	0.26	0.036
	10	0.51	0.084	0.594	5.970	5.760	0.21	0.030
	20	0.71	0.072	0.782	5.520	5.370	0.15	0.023
	30	0.91	0.064	0.974	5.170	5.070	0.10	0.016
3	0	0.30	0.230	0.660	—	—	—	—
	5	0.41	0.330	0.740	6.270	5.460	0.81	0.111
	10	0.51	0.260	0.770	5.970	5.400	0.57	0.082
	20	0.71	0.170	0.880	5.520	5.220	0.30	0.046
	30	0.91	0.130	1.040	6.170	4.960	0.21	0.034
4	0	0.30	0.078	0.378	—	—	—	—
	5	0.41	0.079	0.489	6.270	6.010	0.26	0.036
	10	0.51	0.100	0.610	5.970	5.720	0.25	0.036
	20	0.71	0.107	0.817	5.520	5.320	0.20	0.031
	30	0.91	0.097	1.007	5.170	5.040	0.13	0.020
5	0	0.30	0.310	0.610	—	—	—	—
	5	0.41	0.298	0.708	6.270	5.520	0.75	0.103
	10	0.51	0.233	0.743	5.970	5.440	0.53	0.076
	20	0.71	0.157	0.867	5.520	5.230	0.29	0.044
	30	0.91	0.131	1.041	5.170	4.960	0.21	0.034
6	0	0.00	0.000	0.000	—	—	—	—
	5	0.41	0.036	0.446	6.270	5.180	0.12	0.017
	10	0.51	0.133	0.643	5.970	5.640	0.33	0.047
	20	0.71	0.161	0.871	5.520	5.230	0.29	0.044
	30	0.91	0.124	1.034	5.170	4.970	0.20	0.033
7	0	0.30	0.083	0.383	—	—	—	—
	5	0.41	0.086	0.496	6.270	6.010	0.26	0.036
	10	0.51	0.088	0.598	5.970	5.750	0.21	0.030
	20	0.71	0.076	0.076	5.520	5.380	0.14	0.021

CONTINUA

## CALCULO DE ASENTAMIENTOS.

Punto	Profundidad en m.	$P_1$ en $\text{kg/cm}^2$	$\Delta p$ en $\text{kg/cm}^2$	$F_2 = P_1 + \Delta p$ en $\text{kg/cm}^2$	$a_1$	$a_2$	$\Delta a = a_1 - a_2$	$\frac{\Delta e}{1 + e}$
1	2	3	4	5 = 3 + 4	6	7	8 = 7 - 6	9 = $\frac{8}{1 + e}$
7	30	0.91	0.058	0.968	5.170	5.070	0.10	0.016
8	De 30 a 2	0.30	0.083	0.383	—	—	—	—
	5	0.46	0.089	0.499	6.270	6.000	0.27	0.037
	10	0.51	0.098	0.608	5.970	5.720	0.25	0.036
	20	0.71	0.089	0.799	5.520	5.320	0.17	0.026
	30	0.91	0.072	0.982	5.170	5.060	0.11	0.018
9	0	0.00	0.000	—	—	—	—	—
	5	0.41	0.007	0.417	6.270	6.240	0.03	0.004
	10	0.51	0.042	0.552	5.970	5.860	0.11	0.016
	20	0.71	0.053	0.763	5.520	5.410	0.11	0.017
	30	0.91	0.049	0.959	5.170	5.090	0.08	0.013
10	0	0.00	0.000	—	—	—	—	—
	5	0.41	0.012	0.422	6.270	6.220	0.05	0.007
	10	0.51	0.037	0.547	5.970	5.870	0.10	0.014
	20	0.71	0.044	0.754	5.520	5.430	0.09	0.014
	30	0.91	0.037	0.947	5.170	5.110	0.06	0.010
11	0	0.00	0.043	0.043	—	—	—	—
	5	0.41	0.042	0.452	6.270	6.120	0.15	0.021
	10	0.51	0.051	0.561	5.970	5.830	0.14	0.020
	20	0.71	0.064	0.774	5.520	5.380	0.14	0.021
	30	0.91	0.054	0.964	5.170	5.080	0.09	0.015

aparecen los cálculos de la tabla explicados en los párrafos que anteceden.

Fórmula general.- La relación  $\frac{\Delta e}{1 + e}$ , es uno de los elementos de la fórmula general de asentamientos.

De las pruebas de laboratorio y del análisis de presiones se obtienen los asentamientos:

La altura de los sólidos, debido al doble drenado, puede expresarse de la siguiente manera:

$$2 H_o = \frac{2 H_1}{1 + e_1} \quad 2 H_o = \frac{2 H_2}{1 + e_2}$$

igualdades en las que  $2H_1$  y  $2H_2$  son los valores inicial y final del espesor de la muestra al hacer las pruebas de consolidación, y  $e_1$  y  $e_2$ , las correspondientes relaciones de vacíos.

Estas expresiones pueden escribirse de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} 2 H_1 &= 2 H_o (1 + e_1) \\ 2 H_2 &= 2 H_o (1 + e_2) \\ \hline 2H_1 - 2H_2 &= 2 H_o (e_1 - e_2) \end{aligned}$$

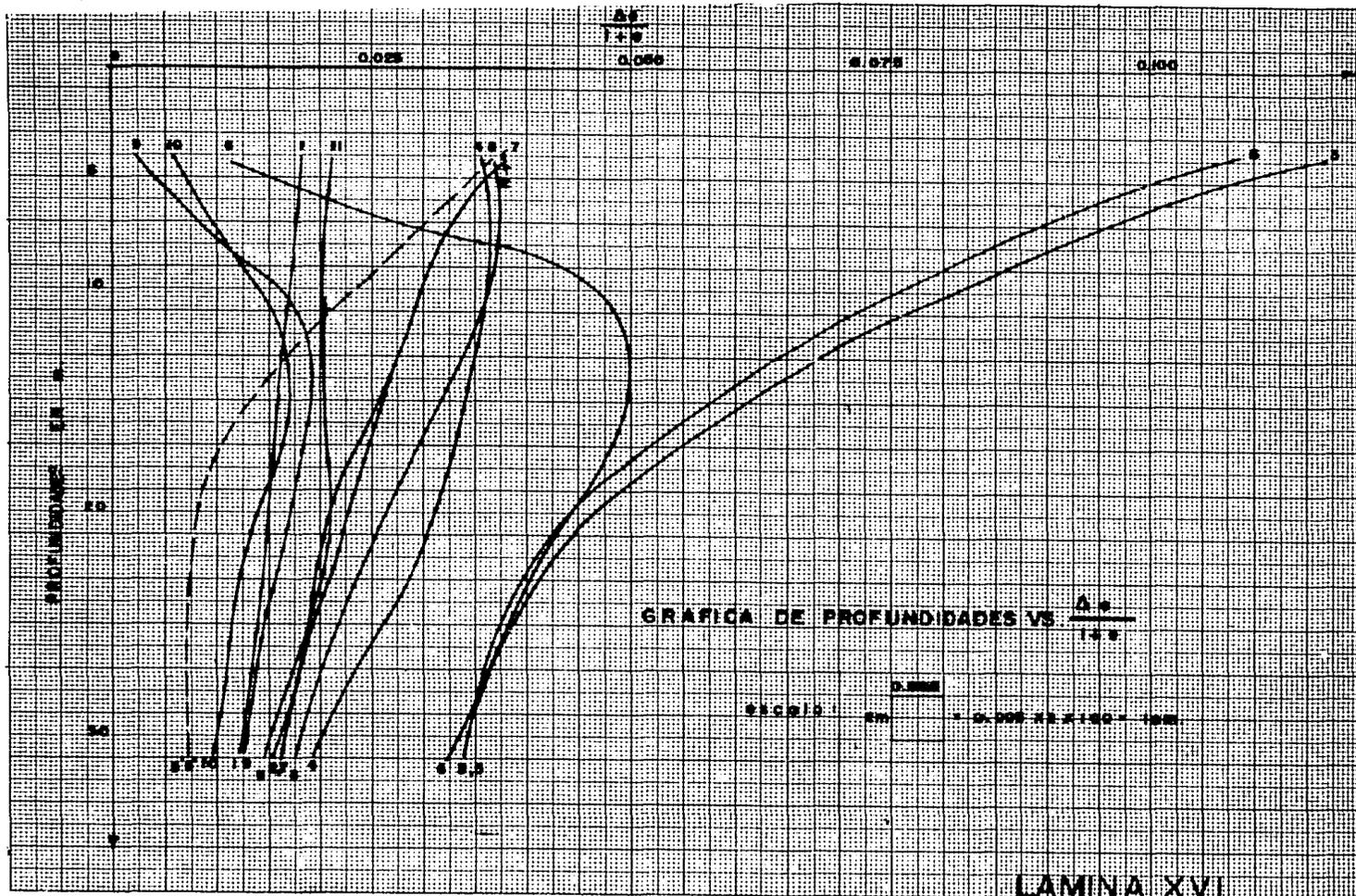
El resultado representa el cambio en espesor, el cual es igual al asentamiento total. Luego:

$\rho_v = \frac{2H_1}{1+e_1} (e_1 - e_2)$  , pero como  $e_1 - e_2$  es igual a:  $\Delta e$ , la fórmula quedará:  $\rho_v = 2 H_o \frac{\Delta e}{1 + e_1}$ , en la que  $\rho_v$  es el asentamiento total.

Ahora bien, si sobre un eje se representa la relación  $\frac{\Delta e}{1 + e_1}$ , y sobre el perpendicular el valor  $2H_1$ , co

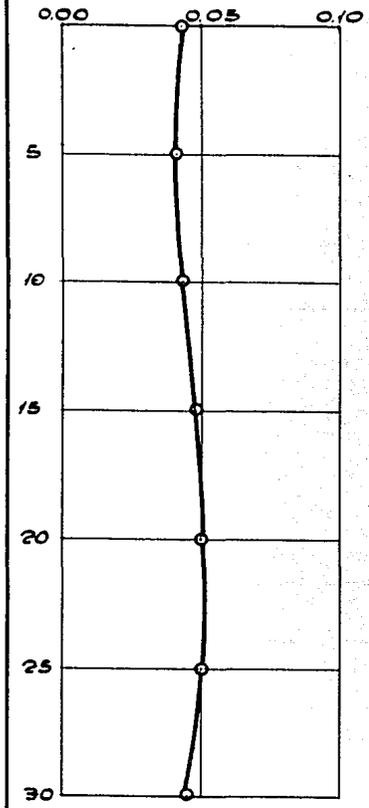
correspondiente a la profundidad del estrato, el producto:  $2 H_1 \frac{\Delta e}{1 + e_1}$  será igual al área bajo la curva comprendida entre la ordenada correspondiente a la profundidad, la curva y el eje horizontal. La representación gráfica se encuentra en la lámina XVI.

Con los datos de la cuarta columna referentes al incremento de presión, se construyen los diagramas presión-profundidad, para cada uno de los puntos estudiados, con el fin de conocer la variación de presión a las diferentes profundidades. Láminas XVII, XVII-a y XVII-b.

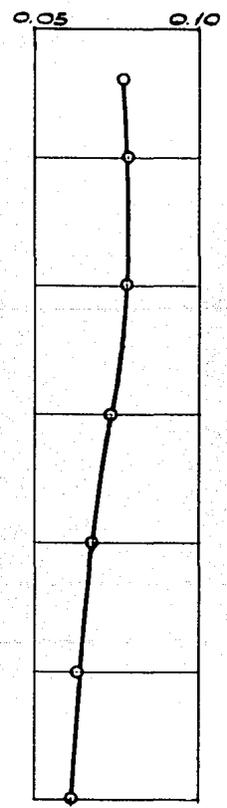


GRÁFICA DE PROFUNDIDADES VS  $\frac{\lambda}{\lambda_0}$

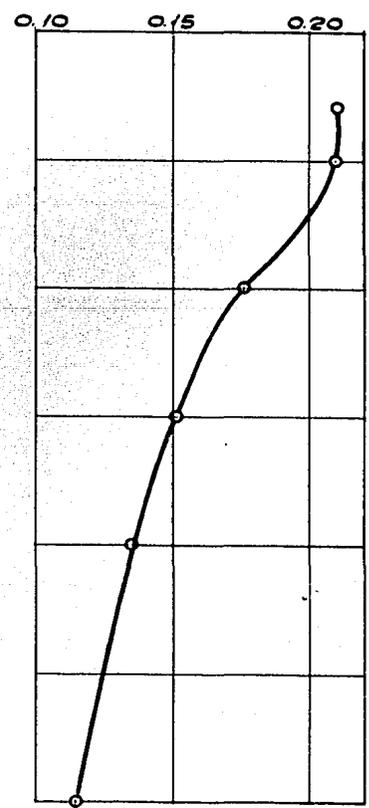
P R O F U N D I D A D en Mi.



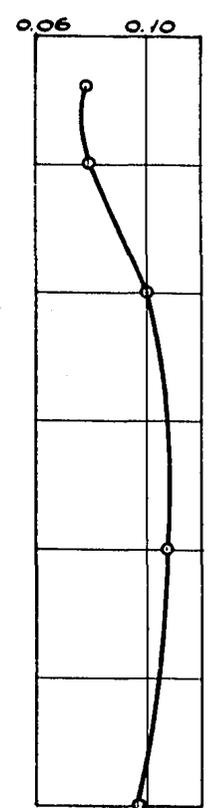
PUNTO N° 1



PUNTO N° 2



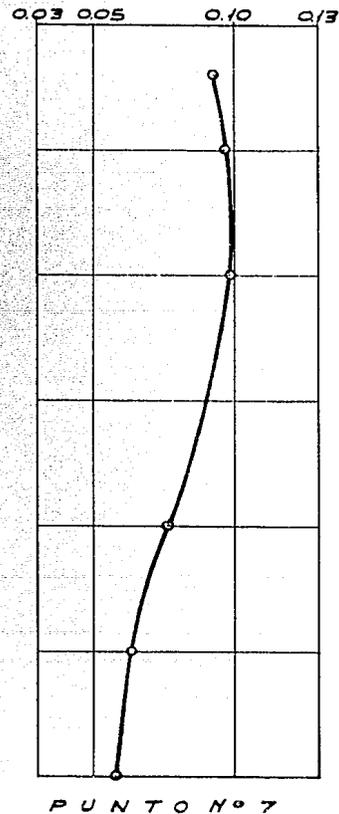
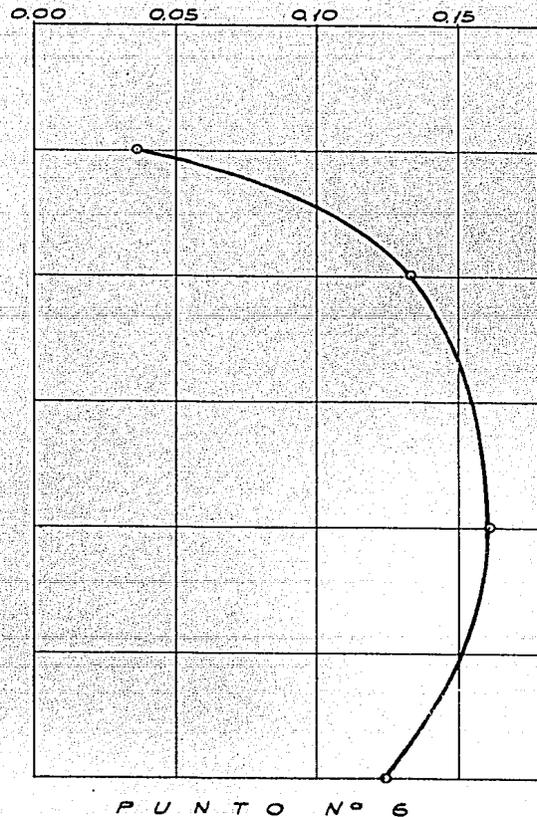
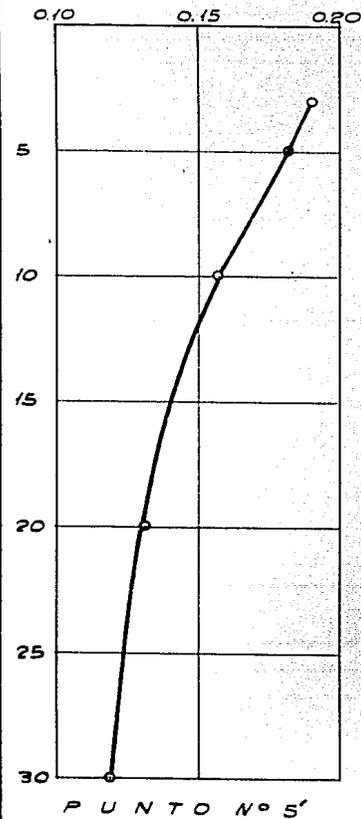
PUNTO N° 3



PUNTO N° 4

P R E S I O N en KG / CM²

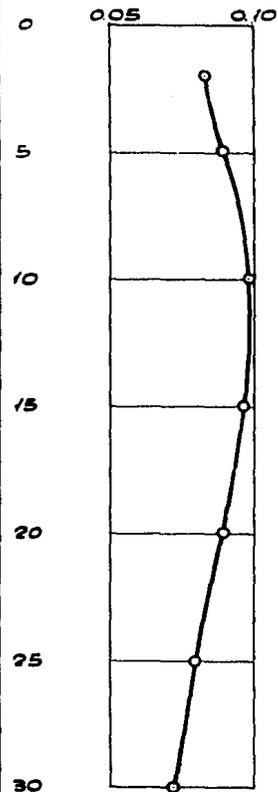
PROFUNDIDAD en Metros.



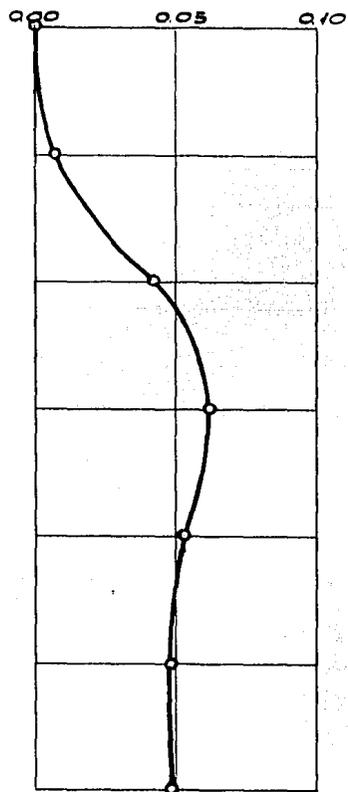
PRESION en KG / CM.²

LAMINA XVII-a

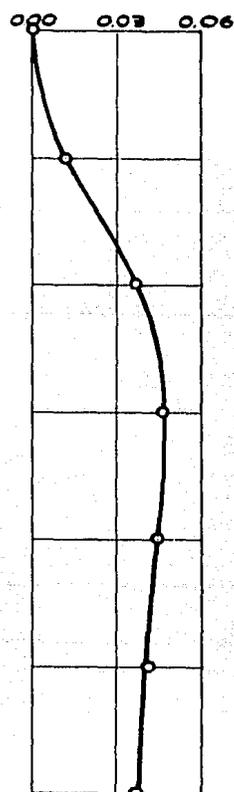
PROFUNDIDAD en Metros.



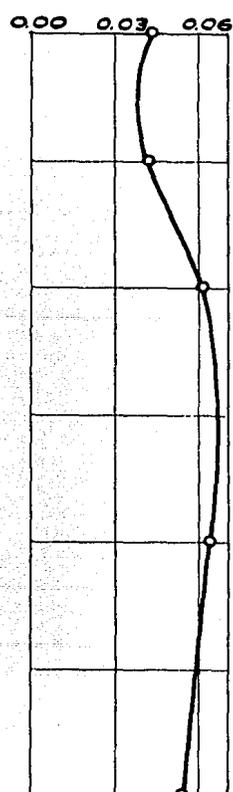
PUNTO N° 8



PUNTO N° 9



PUNTO N° 10



PUNTO N° 11

PRESION en KG./CM.²

LAMINA XVII-b

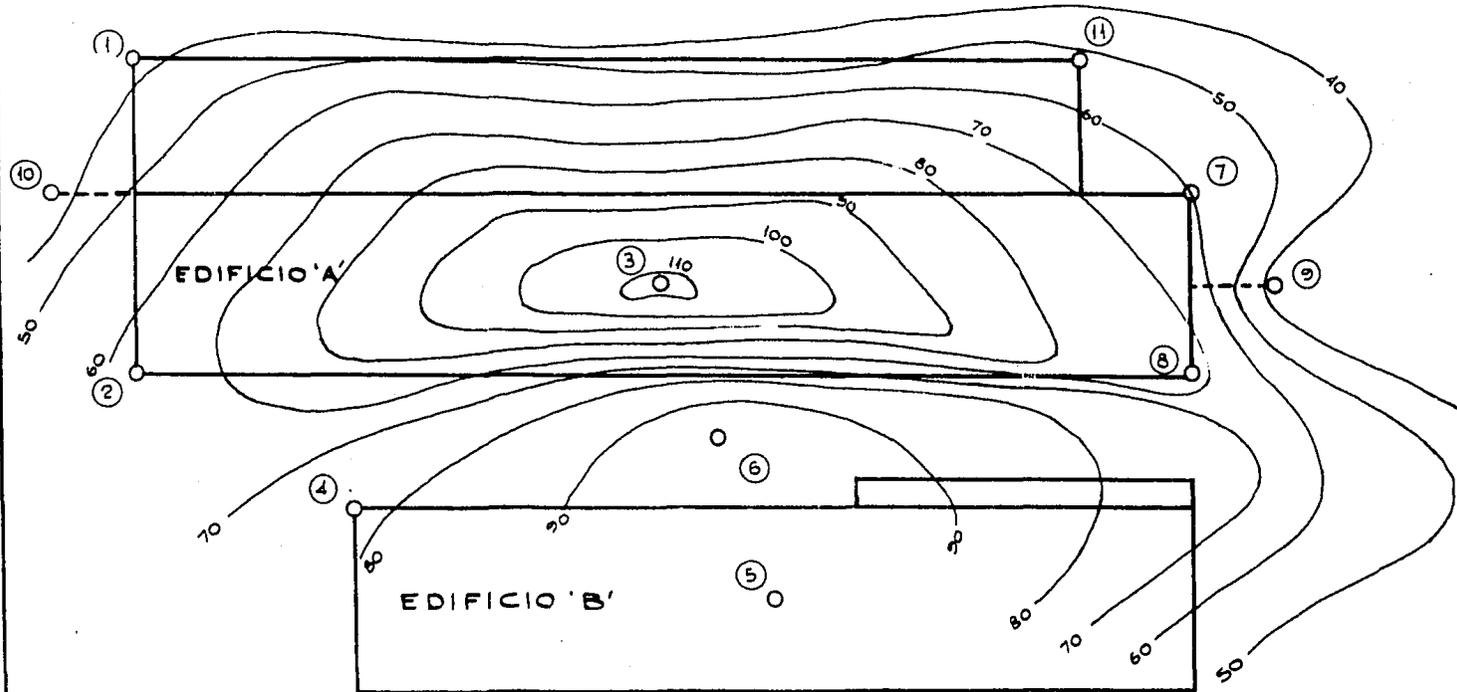
## Configuración de Asentamientos

Con los datos de los asentamientos en cada punto estudiado:

	<u>Hundimiento en cm.</u>
1:	38.0
2:	62.5
3:	113.5
4:	78.5
5:	104.5
6:	105.0
7:	60.0
8:	71.5
9:	37.5
10:	33.0
11:	51.0

se hace la configuración de manera semejante a una topográfica, para poder conocer el asentamiento en un punto dado del terreno en cualquier momento. Lámina - XVIII.

CONFIGURACION DE  
ASENTAMIENTOS



## Tiempo Probable de Asentamiento

El asentamiento real, basándose en los resultados obtenidos y tomando en cuenta la razón entre las compresibilidades antes y después de las cargas, será aproximadamente, como una cosa práctica, el 25% más de los asentamientos calculados, debido a la consolidación secundaria.

En vista de que la máxima excavación es de 5 m., de los cuales corresponden 2 m. a relleno y 3 m. son de excavación propiamente dicha, se calcula el tiempo de asentamiento de una capa de 5 m. de espesor, para lo cual se emplea la fórmula que dice que los tiempos necesarios para alcanzar cierto porcentaje de consolidación, están entre sí como los cuadrados de los espesores de las capas correspondientes:  $\frac{T_1}{t_1} = \frac{H_1^2}{h_1^2}$ ; por tanto:  $T_1 = \frac{H_1^2}{h_1^2} t_1$

De la gráfica típica de la prueba de consolidación correspondiente a la muestra 2 del pozo 3, se tiene:

$$t_1 = t_{100\%} = 3\ 550 \text{ seg.} \approx 1 \text{ hr.}$$

$h_1$ : altura de la muestra al iniciarse la prueba:

$$1" = 2.54 \text{ cm.}$$

$T_1$ : tiempo de asentamiento de una capa de:

$H_1$ : 5 m. de espesor.

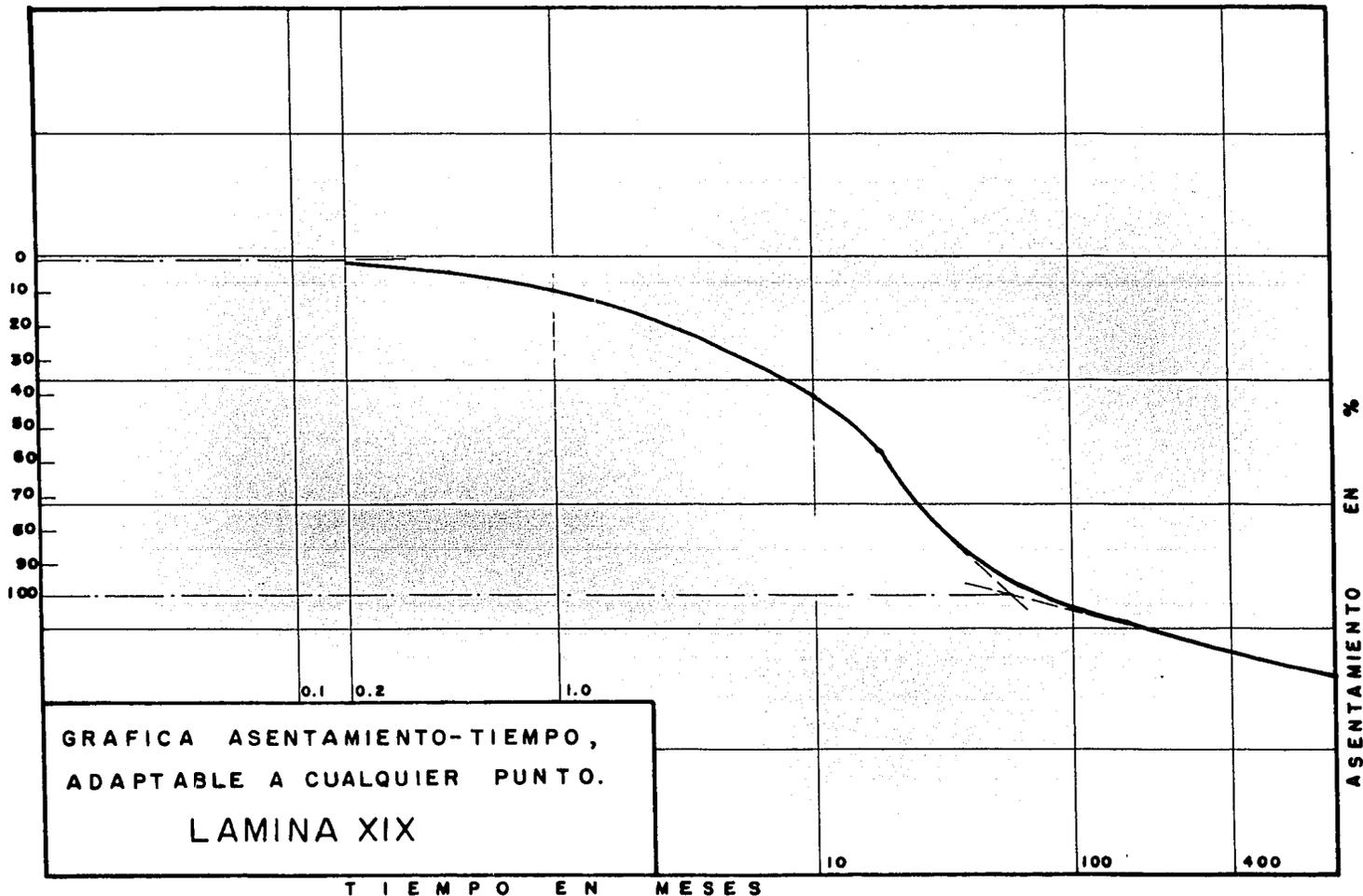
Sustituyendo por los valores, se tiene:

$$T_1 = \left( \frac{500 \text{ cm}}{2.54 \text{ cm}} \right)^2 \times 1 \text{ hora} = \frac{250\ 000}{6.5} = 38\ 500 \text{ horas}$$

$$T_1 = \frac{38,500}{24} = 1600 \text{ días} = 4.40705.$$

Puede tomarse el 90% del tiempo calculado: prácticamente cuatro años después de terminada la construcción. Al terminarse ésta, el terreno estará soportando la carga que se consideró para hacer todos los cálculos.

La representación gráfica del asentamiento-tiempo para cualquier punto considerado, se encuentra en la lámina XIX.



GRAFICA ASENTAMIENTO-TIEMPO,  
ADAPTABLE A CUALQUIER PUNTO.

LAMINA XIX

T I E M P O   E N   M E S E S

A S E N T A M I E N T O   E N   %

## CAPITULO IV

### RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACION

De acuerdo con los asentamientos calculados que se encuentran representados gráficamente en la configuración, y la altura del nivel de aguas freáticas, se hacen las siguientes recomendaciones:

1.- En los edificios C y E, la cimentación deberá desplantarse a 2 m. de profundidad, que son los correspondientes al material de relleno, pues los asentamientos calculados son menores de 10 cm. y no ameritan ser tomados en consideración.

2.- En los edificios A, B y D, los tercios extremos sufren asentamientos entre 95 cm. y 50 cm., y el tercio medio, de 110 a 95 cm., siendo el asentamiento medio de 85 cm., por lo que en los tercios extremos de los tres edificios, la cimentación deberá desplantarse a 2 m. de profundidad, y en el tercio medio, para disminuir peso, deberá desplantarse a 3 m. de profundidad. (Lámina XX).

3.- Al hacer las excavaciones en el tercio medio en los edificios A, B y D, a la profundidad indicada de -

3 m., deberá construirse una zanja perimetral de drenaje, que se ademarará con un muro perimetral de tabique - de 14 cm. de espesor, para dar salida a las aguas freáticas. La zanja deberá tener un ancho de 60 cm. y una profundidad de 2 m. con relación al nivel de la excavación en los tercios extremos, pues el nivel de agua freática se encuentra a 2.50 m. del nivel del suelo.

En el fondo de la zanja deberá tenderse una tubería de barro de 4" de diámetro, con perforaciones, que se considera que puede llevar el gasto correspondiente al agua freática. Dicha tubería deberá tener una pendiente mínima de 2% que se recomienda para evitar azolves y dar la velocidad necesaria para el perfecto drenado. Descargará a un cárcamo de bombeo que se construirá en uno de los ángulos de la excavación, pero fuera del perímetro de la cimentación, para evitar así lo más posible cualquier alteración del terreno.

La zanja se rellenará de grava gruesa hasta una altura de 1 m. con respecto al fondo, para tener una — plantilla firme en donde apoyar la tubería y con el objeto de evitar bufamientos del terreno que alterarían la pendiente de la misma. (Plano # 2).

Al efectuarse la excavación, con el objeto de drenar perfectamente el terreno, se harán drenes radiales que irán a descargar a la zanja perimetral la que, co-

no ya se ha dicho, conducirá este escurrimiento al cárcamo de donde se bombeará hacia el colector que pasa por la Avenida Guatemala.

En el tercio medio la plantilla deberá tener su lecho alto a 3 m. de profundidad.

4.- En aconsejable que la construcción de la cimentación se lleve a cabo inmediatamente después de terminada la excavación de cada edificio y en el menor tiempo posible.

5.- En cada cimentación la losa de cimentación, las trabes y los muros de retención deberán vaciarse en un solo colado. Se evitarán en lo posible las juntas de construcción en la cimentación, para así estar seguros de que la estructura trabajará perfectamente.

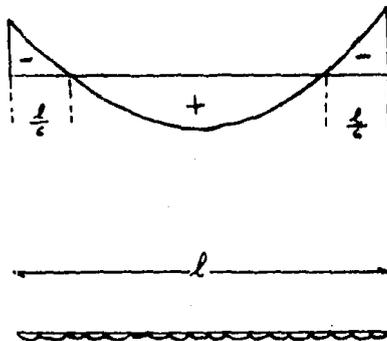
6.- Toda la infraestructura deberá impermeabilizarse hasta 1 m. bajo el nivel de banqueta, para evitar el ensalitramiento de los muros en la superestructura.

7.- Las cimentaciones deberán quedar divididas en compartimientos o estancos que permitan el lastrado hidráulico eventual en algunos de ellos, ya sea durante la construcción o después de ella.

8.- Cualquier construcción no prevista, así como los edificios para comercios, deberá cimentarse independientemente de los edificios A, B, C, D y E.

9.- En los edificios A, B y D, una vez construida -

la cimentación, se colocará un lastre de  $2.2 \text{ Ton/m}^2$  sobre los sextos extremos de la misma, ya que al hacerlo no afecta el diagrama de momento flexionante, pues éste es negativo en tales extremos y al quitar el lastre no resulta afectada grandemente la condición de trabajo de la losa de cimentación.



10.- Los asentamientos diferenciales se corregirán por medio de lastrado hidráulico (compensación de masas o cimentación por flotación).

Es de recomendarse llevar un control y registro de los asentamientos desde la iniciación de la obra; a este efecto podrá utilizarse un banco de nivel fijo, anclado en la capa resistente localizada a una profundidad de 38 m., para lo que puede ser aprovechado alguno de los pozos perforados.

11.- Como resultado de excavar 3 m. en el tercio medio de los edificios A, B y D, hubieron de suprimirse las presiones calculadas en la lámina XX y se hizo nuevamente el cálculo de los asentamientos.

En el plano # 2 se indica el procedimiento para la excavación y el drenaje.

MAYO DE 1955.

**CALCULO DE PRESIONES SUPRIMIDAS CUANDO SE EXCAVA UN METRO MAS EN EL TERCIO MEDIO DE LOS EDIFICIOS A, B Y D (PUNTOS 3, 5)**

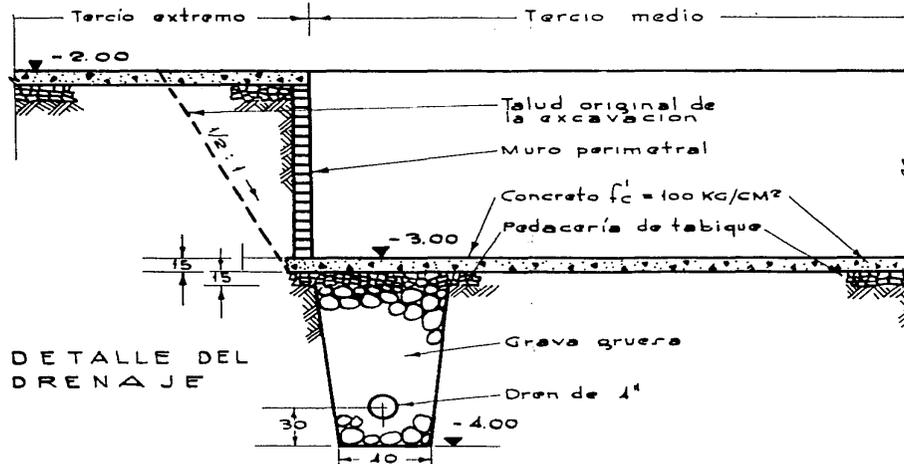
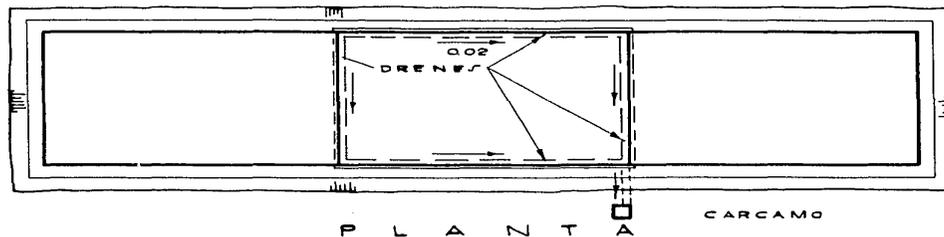
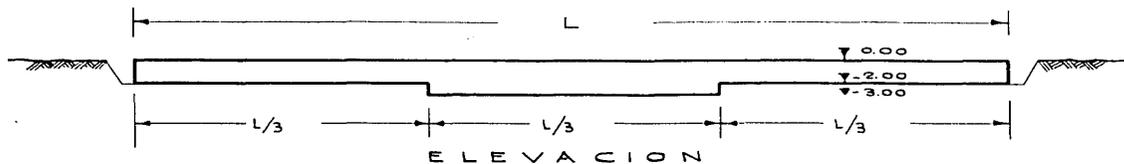
Punto	Profundidad en m.	X	Y	$m = \frac{x}{2}$	$n = \frac{y}{2}$	$I_0$	$\epsilon I_0$	F
3	2 (3)	10.52	5.35	5.26	2.68	0.245	0.980	1.175
	7 (10)	10.52	5.35	1.50	0.75	0.174	0.966	0.225
	17 (20)	10.52	5.35	0.62	0.31	0.070	0.280	0.536
	27 (30)	10.52	5.35	0.29	0.15	0.032	0.128	0.150
5	2 (3)	7.25	5.45	3.63	2.73	0.240	0.976	1.170
	7 (10)	7.25	5.45	1.04	0.78	0.159	0.634	0.100
	17 (20)	7.25	5.45	0.43	0.32	0.054	0.216	0.257
	27 (30)	7.25	5.45	0.27	0.20	0.025	0.100	0.100

EDIFICIO A : LARGO 63.10m.  $\frac{63.10}{3} = 21.03$        $x = 10.52$  m  
ANCHO 10.70m.       $y = 5.35$  m

EDIFICIO B : LARGO 43.50m.  $\frac{43.50}{3} = 14.50$        $x = 7.25$  m  
ANCHO 10.90m.       $y = 5.45$  m

**CALCULO DE ASENTAMIENTOS EN LOS PUNTOS 3 Y 5 CUANDO SE EXCAVA 1m. MAS EN EL TERCIO MEDIO DE LOS EDIFICIOS A, B Y D**

Punto	Final. profundidad en m.	$P_1$ en kg/cm <sup>2</sup>	$- \Delta p$ en kg/cm <sup>2</sup>	$P_2 = P_1 - \Delta p$ en kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\Delta \sigma = \sigma_1 - \sigma_2$	$\Delta \sigma_c = \frac{\Delta \sigma}{1 + \mu_c}$
	2	3	4	5=3-4	6	7	8=7-6	9= $\frac{8}{1+\mu_c}$
	3'	3	0.700	0.210	0.550	—	—	—
con un metro más de excavación	5	0.740	0.210	0.622	5.460	5.670	0.210	0.234
	10	0.770	0.176	0.686	5.400	5.560	0.160	0.024
	20	0.850	0.136	0.846	5.220	5.270	0.050	0.008
	30	1.000	0.115	1.025	4.960	5.000	0.040	0.007
con una disminución de excavación	5'	3	0.680	0.190	0.560	—	—	—
	5	0.708	0.181	0.591	5.520	5.760	0.240	0.025
	10	0.743	0.157	0.667	5.440	5.590	0.150	0.023
	20	0.867	0.131	0.841	5.230	5.280	0.050	0.008
	30	1.001	0.119	1.029	4.960	5.000	0.040	0.007



**NOTAS.-**

La excavación en el tercio medio deberá limitarse por medio de un muro perimetral de tabique de 14 cm. de espesor.

El relleno entre el talud original de la excavación en el tercio medio, y el muro de retención deberá compactarse antes de tender las plantillas en los tercios extremos.-

**PLANO N° 2.**  
 PROCEDIMIENTO PARA  
 LA EXCAVACION  
 Y EL DRENAJE