



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

28  
85

**" APLICACIONES DE LA ESTADISTICA A LOS DEPOSITOS  
LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO, TEXCOCO,  
CHALCO Y XOCHIMILCO ".**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
I N G E N I E R O C I V I L**

**P R E S E N T A N**

**JOSE FRANCISCO GOMEZ MENDOZA**

**JESUS MANUEL MARTINEZ VARA**

**MEXICO, D. F.**

**SEPTIEMBRE DE 1984**



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.

## CONTENIDO .

### CAPITULO

I	INTRODUCCION .....	5
II	ELEMENTOS DE PROBABILIDAD Y ESTADISTICA..	9
II.1	Variabes Aleatorias.	9
II.1.2	Variabes Discretas y Continuas.	10
II.2	Tratamiento de datos.	10
II.2.1	Clasificación de datos.	10
II.2.2	Medidas Descriptivas.	13
II.2.3	Medidas de Dispersión.	15
II.3	Distribuciones de Probabilidad.	16
II.4	Muestra y Población.	21
II.4.1	Muestras Aleatorias.	21
II.4.2	Distribución Muestral de la media.	23
II.4.3	Distribución Muestral de la variancia.	26
II.5	Ajuste de Curvas.	27

IV.3.1	Formaciones Superiores de la Cuenca.	70
IV.4	Formaciones Lacustres de la Ciudad de México, Texcoco, Chalco y Xochimilco.	73
V	TRATAMIENTO ESTADISTICO DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.....	83
V.1	Observaciones generales.	83
V.2	Reseña Histórica.	84
V.3	Resistencia al Esfuerzo Cortante.	87
V.3.1	Prueba de Compresión Simple.	90
V.4	Depósitos Lacustres de la Ciudad de México y del Lago de Texcoco.	91
V.5	Depósitos Lacustres de Xochimilco y Chalco.	95
	Memorias Justificativas.	97
VI	TRATAMIENTO ESTADISTICO DE LAS CARACTERISTICAS DE COMPRESIBILIDAD.....	107
VI.1	Deformación en suelos.	107
VI.2	Consolidación	108

## CONTENIDO .

### CAPITULO

I	INTRODUCCION .....	5
II	ELEMENTOS DE PROBABILIDAD Y ESTADISTICA..	9
II.1	Variables Aleatorias.	9
II.1.2	Variables Discretas y Continuas.	10
II.2	Tratamiento de datos.	10
II.2.1	Clasificación de datos.	10
II.2.2	Medidas Descriptivas.	13
II.2.3	Medidas de Dispersión.	15
II.3	Distribuciones de Probabilidad.	16
II.4	Muestra y Población.	21
II.4.1	Muestras Aleatorias.	21
II.4.2	Distribución Muestral de la media.	23
II.4.3	Distribución Muestral de la variancia.	26
II.5	Ajuste de Curvas.	27

II.5.1	Método de Mínimos Cuadrados.	27
II.5.2	Inferencias basadas en los Estimadores de Mínimos Cuadrados.	30
II.5.3	Regresión Curvilínea.	34
II.6	Méridas de Correlación.	35
III	CORRELACIONES EN MECANICA DE SUELOS.....	41
IV	CARACTERISTICAS GEOLOGICAS DE LOS DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO, TEXCOCO, CHALCO Y XOCHIMILCO.....	59
IV.1	Faja Volcánica Transmexicana.	59
IV.2	Formación de la cuenca de México.	60
IV.2.1	Mioceno Medio (Formación Xochitepec).	60
IV.2.2	Mioceno Superior (Grupo de las Sierras Menores).	62
IV.2.3	Plioceno Inferior (Grupo de las Sierras Mayores).	62
IV.2.4	Plioceno Superior y Cuaternario (Grupo Chichinautzin).	64
IV.2.5	El Relleno Cuaternario de la Cuenca.	66
IV.3	Origen de los Suelos Depositados en los Lagos de la Ciudad de México, Texcoco, Chalco y Xochimilco.	70

IV.3.1	Formaciones Superiores de la Cuenca.	70
IV.4	Formaciones Lacustres de la Ciudad de México, Texcoco, Chalco y Xochimilco.	73
V	TRATAMIENTO ESTADISTICO DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.....	83
V.1	Observaciones generales.	83
V.2	Reseña Histórica.	84
V.3	Resistencia al Esfuerzo Cortante.	87
V.3.1	Prueba de Compresión Simple.	90
V.4	Depósitos Lacustres de la Ciudad de México y del Lago de Texcoco.	91
V.5	Depósitos Lacustres de Xochimilco y Chalco.	95
	Memorias Justificativas.	97
VI	TRATAMIENTO ESTADISTICO DE LAS CARACTERISTICAS DE COMPRESIBILIDAD.....	107
VI.1	Deformación en suelos.	107
VI.2	Consolidación	108

VI.2.1	Prueba de Consolidación Unidimensional.	110
VI.3	Parámetros de Compresibilidad y teoría para el cálculo de asentamientos.	114
VI.4	Depósitos Lacustres de la Ciudad de México y el Lago de Texcoco.	121
VI.5	Depósitos Lacustres de Xochimilco y Chalco.	122
	Memorias Justificativas.	123
VII	TRATAMIENTO ESTADISTICO DE PESOS VOLUMETRICOS.....	151
	Memorias Justificativas.	153
VIII	EJEMPLOS.....	161
IX	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	191
	BIBLIOGRAFIA.	197



## CAPITULO I.

### INTRODUCCION .

La velocidad de crecimiento de las zonas urbanas es notable en la actualidad y en cualquier parte del mundo.

Tan solo México, que en todo el siglo XIX, tuvo un crecimiento poblacional del orden de 7 millones de habitantes, crecerá demográficamente más de diez veces en el siglo XX.

El requerimiento de los recursos naturales (agua, tierra, energéticos, etc.) y la intervención activa de los recursos humanos en el desarrollo de los países, se vuelve cada vez más necesaria, implicando con ello una mayor racionalización y -- una mejor planeación de su aprovechamiento.

Dentro de la obligada aportación que cada profesionista en su especialidad deberá realizar, para llevar a cabo lo anterior, el Ing. Civil trabajando concientemente, deberá percatarse de la repercusión y urgencia que para el país tienen -- sus obras y de las interrelaciones económicas a que deberá enfrentarse.

La Mecánica de Suelos constituye un buen campo para poder, de alguna manera, poner en práctica ciertas ideas que no son totalmente nuevas, pero que por su funcionalidad, podrían en cierto modo disminuir los factores costo y tiempo al llevar a cabo un estudio de los que en dicho campo se requieren.

Como antecedente para introducirnos en la exposición de las ideas que nos ocupan, debemos comentar que para definir las diferentes alternativas de cimentación de una estructura, se necesita realizar una exploración de campo y llevar a cabo pruebas de laboratorio, que nos permitan conocer las características y propiedades del subsuelo sobre el que se desplantará dicha estructura.

Cuando estas actividades son efectuadas un cierto número de veces, debido al crecimiento de una localidad, llega un momento en el que se cuenta con un volumen de información suficiente, que permite analizar estadísticamente los datos obtenidos.

Por otro lado, al realizar estudios de Mecánica de Suelos, es frecuente que se requiera una exploración rápida y económica del subsuelo, lo cual quiere decir, que podría no ser necesario un trabajo en el que intervengan pruebas de placa, pruebas de pilotes, muestreo inalterado, etc., y en cambio si sería factible contar por ejemplo, con correlaciones estadísticas para la zona en cuestión.

Existen particularmente dos casos en los cuales se puede apreciar esta situación:

a) En formaciones heterogéneas.

Continuamente se encuentran predios bajo los cuales es posible encontrar un sinnúmero de estratos localizados erráticamente, esto se puede afirmar en base a la experiencia de campo, ya que "Perfiles erráticos de suelo, son bastante más comunes que perfiles regulares". (1)

Tomando en cuenta lo anterior, disminuye la importancia de conocer las características físicas y mecánicas de muestras individuales, ya que, además de encarecer el estudio, no proporcionan información suficiente para formarse una idea, aunque sea aproximada, del perfil errático del subsuelo.

b) En estructuras pequeñas o medianas.

Cuando se trata de determinar el tipo de cimentación adecuada para una estructura pequeña o mediana, la mayoría de las veces no se justifica el costo de un estudio en el que intervengan sondeos con muestreo inalterado o pruebas de placa.

Es necesario nuevamente realizar una investigación rápida y económica que haga menos costosa la exploración de campo

ya que en estos casos, "Las pruebas de laboratorio pueden limitarse a la determinación de las propiedades índice de muestras alteradas representativas extraídas de los sondeos. Estos ensayos sirven para correlacionar los suelos con otros encontrados previamente en trabajos similares. Por tanto, se hace posible utilizar experiencia previa. La falta de información de la exploración, se compensa con un factor de seguridad liberal". (1)

En el presente trabajo se da un tratamiento estadístico en forma específica a las propiedades de resistencia y compresibilidad de los depósitos lacustres de la Ciudad de México, Texcoco, Chalco y Xochimilco, contando para ello con datos de más de 100 sondeos en dichas zonas.

Con lo anterior, se pretende confirmar y como en el caso de las características de compresibilidad de los depósitos --mencionados, investigar la relación entre los parámetros comúnmente de diseño y el contenido de agua natural de los suelos, con el objeto de encontrar correlaciones que puedan ser útiles cuando se presenten casos como los mencionados anteriormente, en los que las condiciones hagan posible el empleo de datos estadísticos.

Sin embargo, es importante señalar que de ninguna manera la estadística sustituye los estudios detallados del subsuelo para analizar y diseñar las cimentaciones; su función, es complementar dichos estudios y aprovechar la experiencia obtenida de otros anteriores.

## C A P I T U L O    I I .

### CONCEPTOS ESTADÍSTICOS.

#### II.1    Variables aleatorias.

En estadística recibe el nombre de "experimento" cualquier proceso de observación que arroja ciertos resultados, los cuales se agrupan en un "espacio muestral" o "espacio de muestras". Si estos resultados se ven afectados por una variación circunstancial constituyen una "variable aleatoria", cuya secuencia de valores no muestra ningún patrón o regularidad. En su totalidad o en parte, la variación puede deberse a errores de medida o simplemente es inherente a la naturaleza de la variable que se estudia.

Por tanto, una variable aleatoria es una función definida en el conjunto de resultados pertenecientes a un espacio muestral, afectados por una variación casual.

Si se quiere llegar a la mejor interpretación de resultados, representados por los datos numéricos afectados por una variación casual, se requiere del uso de los métodos estadísticos, dada la incertidumbre en la predicción de los resultados de un experimento dominado por eventos circunstanciales o sujetos a errores.

## II.1.2 Variables discretas y continuas.

Cuando los elementos o resultados que forman parte de un espacio muestral están constituidos por valores que sólo caen dentro del dominio de los números enteros, dichos resultados constituyen "variables discretas", en cambio, si el espacio muestral esta formado por cualquier valor dentro de la escala de los números reales, los resultados constituyen "variables continuas".

## II.2 Tratamiento de datos.

### II.2.1 Clasificación de datos.

Los datos o resultados obtenidos en un experimento en ocasiones son tan numerosos, que es necesario agruparlos de manera que se condensen en forma conveniente. Esto se puede lograr construyendo una "tabla de frecuencias", en la cual se dividen los resultados en un número relativamente menor de categorías o clases. Por lo general, una tabla de frecuencias o "distribución de frecuencias", sacrifica parte de la información contenida en un conjunto de datos, eliminando características importantes de ellos, sin embargo la legibilidad ganada con dicho agrupamiento, compensa generalmente la relativa pérdida de información.

Por otro lado, las distribuciones de frecuencias se pueden representar mejor, por medio de gráficas o diagramas.

Cuando los datos de un espacio muestral están compuestos por variables discretas, es apropiado utilizar un "diagrama de líneas" o "gráfica de barras", en donde cada frecuencia está representada por la longitud de una línea, o barra. Un ejemplo de este tipo de representación se encuentra en la figura 1.

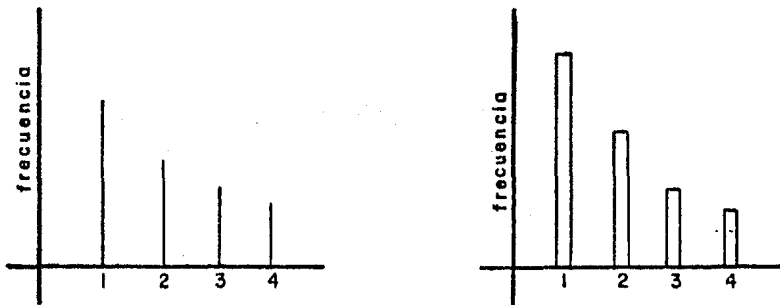


figura 1

Cuando la variable es continua conviene emplear el "histograma", que es un tipo de diagrama de frecuencias en donde cada valor está representado por el área de un rectángulo, figura 2. La base de cada rectángulo se extiende desde el límite inferior del grupo hasta el límite superior, sobre una escala que representa a la variable. Cabe señalar que en este tipo de representación, el área de cada rectángulo representa la frecuencia de cada grupo, por lo que la escala vertical -- del histograma corresponde a una densidad de frecuencia, o sea una frecuencia por unidad de intervalo del eje horizontal.

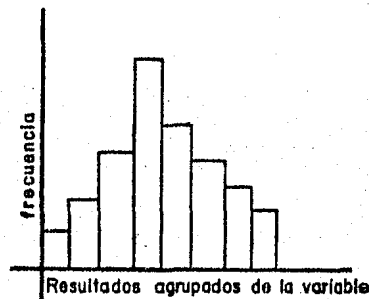


figura 2

Otra forma de representación gráfica, la constituye el - "polígono de frecuencias", en donde cada frecuencia representada por el rectángulo de un histograma, se gráfica respecto del punto medio de cada grupo, figura 3.

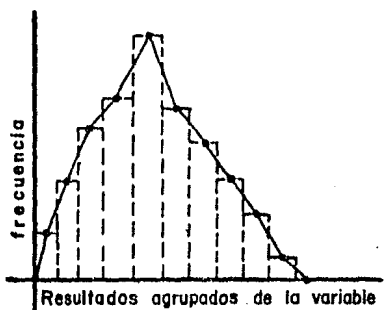


figura 3

Una particularidad de estas dos últimas representaciones de frecuencias, lo constituye el hecho de que el área bajo el polígono de frecuencias es igual al área total de los rectángulos en el histograma. De hecho, ambas representan la frecuencia total, figura 4.

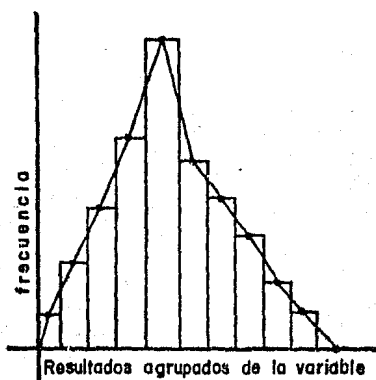


figura 4



## II.2.2 Medidas Descriptivas.

Para describir en forma cuantitativa varios aspectos de un conjunto de datos o de su distribución, se utilizan las "medidas descriptivas".

Dado un conjunto de "n" resultados de observaciones  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ , hay diferentes modos de describir su localización central, siendo las más utilizadas la "media aritmética" o simplemente "media", la "moda", la "mediana" y la "media ponderada" o "promedio pesado".

La media se define como:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (I-II)$$

contando con las siguientes propiedades:

$$\sum (x_i - \bar{x}) = 0 \quad \text{y}$$
$$\sum (x_i - a)^2 \quad \text{es mínima cuando } a = \bar{x}$$

En ocasiones, la media da resultados fraccionarios, aún cuando se obtiene respecto de variables discretas, es entonces cuando puede ser más conveniente utilizar la "moda" que se define como el valor más frecuente de una variable. En el caso de las variables continuas, la moda es el valor donde la densidad de frecuencias es mayor.

Otra desventaja de la media, es que algunas veces puede dar una falsa impresión de concentración de una variable, que resulta de la influencia que sobre ella ejercen los valores extremos de las observaciones. En estos casos es conveniente -- emplear la "mediana" como una medida de la tendencia central. Si el número de resultados de un espacio muestral es impar, la mediana es el valor medio, si el número de observaciones es -- par, lo usual es tomar la mediana como la media de los dos valores centrales.

En ocasiones, es necesario obtener el promedio de valores  $X_1, X_2, \dots, X_n$ , que cuentan en ciertos factores o pesos  $W_1, W_2, \dots, W_n$ , que dependen de la significación o importancia de cada uno de dichos valores. Para este caso, se cuenta con la media aritmética ponderada dada por la siguiente expresión:

$$\bar{X} = \frac{\omega_1 X_1 + \omega_2 X_2 + \dots + \omega_n X_n}{\omega_1 + \omega_2 + \dots + \omega_n} \quad (IA-II)$$

Conocida también como el promedio pesado de los valores de  $X_i$ .

### II.2.3 Medidas de dispersión.

Otra característica de los resultados de un experimento y que puede ser importante, es la cantidad de dispersión de las observaciones.

La "varianza" o "variancia" de "n" observaciones  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ , mide el promedio de las desviaciones con respecto a la media, elevadas al cuadrado.

$$s^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n} \quad (2 - II)$$

Observando esta fórmula, se ve que el resultado de la variancia está dado en unidades de la variable pero elevadas al cuadrado. Para contar con una medida de la dispersión que esté en las mismas unidades de la variable, se calcula la raíz cuadrada de la variancia, obteniendo con esto la "desviación estándar".

$$s = \sqrt{s^2} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}} \quad (3 - II)$$

La desviación estándar y la variancia son medidas de la - variación absoluta, o sea de la cantidad real de variación presente en un conjunto de datos y dependen de la escala de medida. Para comparar la variación de varios conjuntos de datos, será conveniente, en general utilizar medidas de variación relativa, tal como el "coeficiente de variación", dado por la siguiente expresión:

$$CV = \frac{S}{\bar{x}} \cdot 100 \text{ (adimensional)} \quad (4 - II)$$

### II.3 Distribuciones de Probabilidad.

Como se vió anteriormente, una manera de describir el patrón de variación aleatoria en un conjunto de resultados de un espacio muestral, es analizando las frecuencias con que se presenten los diferentes valores de la variable. Las distribuciones de frecuencias observadas, describían eventos que se habían llevado a cabo en la realidad, sin embargo, si se analizará otro conjunto de eventos, de otro espacio muestral de la misma naturaleza, se obtendría otra distribución de frecuencias diferente a la primera. Un modelo teórico, para describir en forma general la "probabilidad" de obtener un "caso favorable" en un cierto número de experimentos, independientemente de las frecuencias para pruebas reales, daría un panorama más amplio de la situación y de él se podrán deducir otras conclusiones y predicciones.

Para variables discretas, se cuenta con el modelo matemático de la "distribución binomial", que se basa en las siguientes condiciones:

1. Hay solamente dos posibilidades en los resultados de un experimento: "casos favorables" y "casos desfavorables".
- 2.- La probabilidad de que aparezca un caso favorable es constante en todas las pruebas, denotándose con la letra "p"; por lo tanto, la posibilidad de un caso desfavorable será  $1-p$ .
3. Hay "n" pruebas.
4. Las "n" pruebas son independientes.

De acuerdo con lo anterior, la probabilidad de que aparezcan  $x$  casos favorables en "n" pruebas está dada por:

$$b(x, n, p) = \frac{n!}{x!(n-x)!} p^x (1-p)^{n-x} \quad \text{para } x=0, 1, \dots, n,$$

Una aproximación a la distribución binomial cuando "n" es

grande y "p" pequeña la da la "distribución de Poisson", cuya expresión es:

$$f(x; \lambda) = e^{-\lambda} \frac{\lambda^x}{x!} \quad \text{para } x = 0, 1, \dots, n,$$

$$\text{siendo } \lambda = np$$

La media de la distribución binomial está dada por:

$$\mu = n \cdot p$$

y la variancia por:

$$\sigma^2 = n \cdot p (1-p)$$

en adelante se usará " $\mu$ " para denotar la media y " $\sigma^2$ " para la variancia de las distribuciones teóricas.

Para variables continuas se tienen las siguientes consideraciones.

En este caso, se tendría que estudiar la forma límite de la distribución binomial cuando " $n$ "  $\rightarrow \infty$  y " $p$ " permanece fija.

Desgraciadamente esto no se puede hacer, ya que  $\mu = np$  y  $np = (1-p)$  aumentan ambas sin límite cuando  $n \rightarrow \infty$ . Para resolver este problema, se hace uso de la "variable aleatoria estandarizada": Si una variable aleatoria toma los valores " $x$ " y tiene una distribución con media " $\mu$ " y variancia " $\sigma^2$ ", la variable aleatoria estandarizada, está dada por:

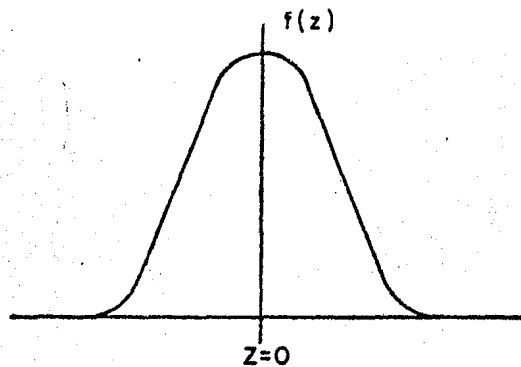
$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (5-II)$$

y su distribución tiene como media cero y como variancia la unidad.

Entonces, la forma límite de la función de distribución binomial cuando  $n \rightarrow \infty$  está dada por:

$$f(z) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-1/2 z^2}; \quad -\infty < z < \infty$$

Que es la "densidad normal centrada y reducida" o "ley de probabilidad normal centrada y reducida", y brevemente "ley normal reducida", su media es igual a cero, su variancia es igual a 1, y es simétrica con respecto a  $z = 0$ , como se puede ver en la figura siguiente:



Curva normal estandar

figura 5

La probabilidad de que una variable aleatoria que tenga una densidad normal centrada y reducida, tome un valor entre a y b está dada por:

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_a^b e^{-1/2 z^2} dz$$

Como tales integrales no se pueden evaluar por métodos exactos, es posible obtener estas probabilidades empleando tablas especiales, como la mostrada en la tabla 1, en donde se tienen las áreas entre el eje horizontal y la curva de distribución normal, esto es, se encuentran tabulados los valores obtenidos de la siguiente expresión:

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-1/2 t^2} dt$$

para algunos valores de z.

Para hallar  $p ( a \leq z \leq b )$ , donde z es el valor de la variable con distribución normal reducida, se utiliza la ecuación

$$p ( a \leq x \leq b ) = F \left( \frac{b - \mu}{\sigma} \right) - F \left( \frac{a - \mu}{\sigma} \right)$$

Invirtiendo el proceso de reducción de la ley normal, si z es el valor de una variable aleatoria que tiene distribución normal reducida:

$$X = \sigma \cdot z + \mu \quad ( 6-II )$$

es el valor de una variable aleatoria, cuya densidad está dada por:



$$f(x, \mu, \sigma^2) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-1/2 \left(\frac{x - \mu}{\sigma}\right)^2}; \quad -\infty < z < \infty$$

que es la forma general de la "distribución normal".

Cabe hacer notar, que conforme a lo anterior, no sólo es posible utilizar la variable aleatoria estandarizada para conocer la probabilidad de que el valor de una variable aleatoria  $x$  caiga dentro de un cierto intervalo, si no que es posible obtener valores límites de dicha variable de distribución normal, con un determinado porcentaje de probabilidad, es decir, es posible establecer (conociendo  $\mu$  y  $\sigma$ ), que por ejemplo, existe un 90% de probabilidad de que el valor máximo de una variable aleatoria  $x$  sea de  $x_{\text{máx.}}$ , obteniendo el valor de  $z_\alpha$  para  $\alpha = 0.900$  y sustituyendo en  $x = \sigma z + \mu$ .

Existen otras distribuciones teóricas para variables continuas, contándose entre las más importantes las distribuciones "t", y " $\chi^2$ " (chi-cuadrado), que se tratarán más adelante cuando se requiera su aplicación.

## II.4 Muestra y Población.

### II.4.1 Muestras aleatorias.

Hasta aquí, se ha supuesto que el espacio muestral de un experimento, está compuesto por sólo una parte de los resulta

dos posibles, sin embargo, es lógico suponer que sería preferible contar con todos estos resultados posibles en dicho espacio muestral, para conocer completamente de esta manera las características de las variables que afectan al experimento. Sin embargo, esto en muchas ocasiones resulta imposible o antieconómico, razón por la cual, en la mayoría de los casos se tienen que obtener conclusiones de un "todo" a partir de una de sus "partes", entendiendo por el todo la totalidad de valores que puede tomar una variable "población" y por una parte sólo algunos de los valores de dicha variable obtenidos al -- azar "muestra".

De lo anterior, se desprende que uno de los objetivos más importantes en el tratamiento de datos, lo constituye obtener el mejor conocimiento de una población a partir de una muestra, la cual debe cumplir con los siguientes requisitos para considerarse una "muestra aleatoria":

Para una variable continua que toma los valores  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n,$

- 1) Cada  $x_i$  es el valor de una variable aleatoria cuya distribución está dada por  $f(x)$ .
- 2) Las "n" variables aleatorias son independientes, esto es, la obtención del valor de una, no condiciona la obtención del valor de la otra.

Como ya se mencionó, el propósito de la mayoría de las in

investigaciones estadísticas, es generalizar la información contenida en muestras aleatorias, a la población de la cual se obtuvieron. En particular, el problema se ciernen a la inferencia acerca de los parámetros de las poblaciones, tales como - la media " $\mu$ " y la desviación estandar " $\sigma^2$ " (consideradas como teóricas). Al hacer estas inferencias generalmente - se utilizan valores de la media  $\bar{x}$  y de la desviación están--dar  $s$ , calculadas a partir de muestras.

#### II.4.2 Distribución muestral de la media.

Al obtener más de una muestra de una misma población, lo más probable es que se obtengan tantos valores diferentes de la media  $\bar{x}$  como muestras se hayan extraído. Por lo tanto, para poder hacer inferencias de la población a partir de sus --muestras, se requiere estudiar el modelo teórico a partir del cual es posible estudiar la distribución muestral teórica de  $\bar{x}$ .

De acuerdo con lo anterior, se tiene que "si una muestra aleatoria de tamaño  $n$  se toma de una población que tiene la media  $\mu$  y la variancia  $\sigma$ , entónces,  $\bar{x}$  es el valor de una variable aleatoria cuya distribución tiene la media  $\mu$ . Para mues--tras de poblaciones infinitas, la variancia de esta distribución es  $\sigma^2/n$ ; para muestras de poblaciones finitas de tamaño  $N$ , la variancia es:

$$\frac{\sigma^2}{n} \cdot \frac{N-n}{N-1}$$

Esto proporciona sólo una información parcial de la distribución muestral teórica de la media; en general, es imposible determinar tal distribución exactamente, sin conocer la forma real de la población, pero es posible sin embargo, conocer la distribución cuando  $n \rightarrow \infty$  de un "estadístico" relacionado con  $\bar{x}$ , suponiendo que la población tiene una variancia finita  $\sigma^2$

Con referencia a este estadístico, se puede enunciar el siguiente teorema, llamado "teorema del límite central":

Si  $\bar{x}$  es la media de una muestra aleatoria de tamaño "n" tomada de una población que tiene la media  $\mu$  y la variancia finita  $\sigma^2$ , entónces:

$$z = \frac{\bar{x} - \mu}{\sigma/\sqrt{n}} \quad (7-II)$$

es el valor de una variable aleatoria, cuya función de distribución se aproxima a una distribución normal centrada y reducida cuando "n"  $\rightarrow \infty$

El uso del teorema anterior, requiere del conocimiento de la desviación estándar de la población; sin embargo, si "n" es grande, se puede usar también esta teoría cuando  $\sigma$  no se conoce, sustituyéndola por la desviación estándar de la muestra  $S$ .

Si "n" es pequeño y se puede suponer que la muestra proviene de una población con distribución normal, se puede hacer uso del siguiente teorema:

Si  $\bar{x}$  es la media de una muestra aleatoria de tamaño "n" - tomada de una población con distribución normal, con media  $\mu$  y variancia  $\sigma^2$ , entonces:

$$t = \frac{\bar{x} - \mu}{s \sqrt{n}} \quad (8-II)$$

es el valor de una variable aleatoria que tiene una distribución "t" de student de parámetro  $\nu = n-1$ , en donde  $\nu$  es el número de grados de libertad (número de sucesos independientes).

En la tabla 2 se muestran algunos valores tabulados de  $t_{\alpha}$  para distintos valores de  $\nu$ , en donde  $t_{\alpha}$  es tal que el área bajo la curva de distribución t (tomada a la derecha) es igual a  $\alpha$ .

La forma general de una distribución t es similar a la de una distribución normal, ambas tienen media cero, pero la variancia de la distribución t depende de  $\nu$ , y es mayor de 1, - sin embargo, se aproxima a este valor cuando  $n \rightarrow \infty$ . De hecho, comparando las tablas 1 y 2, se puede observar que los valores de  $t_{\alpha}$  para 29 o más grados de libertad, están cerca de los correspondientes de z, por lo que se puede concluir que la distribución normal da una buena aproximación de la distribución t para muestras de tamaño 30 o más.

### II.4.3 Distribución muestral de la variancia.

En principio, como  $s^2$  no puede ser negativa, es de esperarse que su distribución muestral, no sea una curva normal. - En este caso se hace uso de la llamada distribución  $\chi^2$  (chi cuadrado). Concretando, se puede enunciar el siguiente teorema al respecto:

Si  $S^2$  es la variancia de una muestra aleatoria de tamaño "n" tomada de una población con distribución normal que tiene la variancia  $\sigma^2$ , entonces:

$$\chi^2 = \frac{(n-1) S^2}{\sigma^2} \quad (9-II)$$

es el valor de una variable aleatoria que tiene la distribución  $\chi^2$  con  $v = n-1$ .

La tabla 3 contiene valores seleccionados de  $\chi^2_\alpha$  para -- distintos valores de  $v$ , donde  $\chi^2_\alpha$  es tal que el área bajo la curva de la distribución  $\chi^2$  (tomada a la derecha) es igual a  $\alpha$ .

Como aclaración, se debe mencionar que una estimación bastante aproximada de  $\sigma^2$  a partir de  $S^2$ , sobre todo cuando "n" - es pequeño, se obtiene de calcular la variancia de la muestra

a partir de

$$S^2 = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n - 1} \quad (10-II)$$

en lugar de  $S^2 = \sum (x_i - \bar{x})^2/n$  ; cuando "n" es grande, podría inclusive tomarse  $S^2$  como  $\sigma^2$ .

Existe además una relación entre  $\chi^2$  y  $z$  , cuando las muestras son de tamaño "n" pequeño, dada por:

$$\chi^2 = \frac{1}{2} ( z_p + \sqrt{2v - 1} )^2 \quad (11-II)$$

## II.5 Ajuste de curvas.

### II.5.1 Método de Mínimos Cuadrados.

En muchas ocasiones, los resultados de una variable aleatoria, estan acompañados por otra variable de la cual depende; en estos casos, se presenta uno de los objetivos más importantes en la gran mayoría de las investigaciones de ingeniería, - que consiste en hacer predicciones, empleando de preferencia - ecuaciones matemáticas que relacionen ambas variables.

En muchos problemas de esta índole, las observaciones de la variable independiente, se hacen sin error o con un error que es insignificante comparado con la variación aleatoria de la variable dependiente. Así, aunque la variable independiente se puede fijar en un valor "x", las medidas repetidas de la variable dependiente darán valores "y" que variarán considerablemente uno del otro.

De lo anterior se desprende el hecho de que "y" es el valor de una variable aleatoria, cuya distribución depende de "x". En la mayoría de los casos, interesa principalmente la relación entre "x" y la media de la distribución correspondiente de "y", refiriendo esta relación a la llamada "curva de regresión de y con respecto a x".

Tratando primeramente el caso particular en que la curva de regresión de "y" con respecto a "x" es lineal, se tiene:

$$y = \alpha + \beta x + \epsilon \quad (12-II)$$

En donde para cualquier "x" dada, la medida de la distribución de las "y" esta dada por  $\alpha + \beta x$ . En general, una "y" observada diferirá de esta media, denotando la diferencia por  $\epsilon$ , cuyo valor dependerá para cualquier observación dada, de un posible error de medida y de los valores de otras variables diferentes de "x" que tengan influencia sobre "y".



Para obtener la ecuación de la recta, que da en alguna forma el "mejor" ajuste, para "n" observaciones apareadas ( $x_i, y_i$ ), se emplea el método de los mínimos cuadrados, en donde:

$$y' = a + bx \quad (13-II)$$

siendo  $a$  y  $b$  constantes, por lo que

$$\epsilon = y_i - y'_i$$

La ecuación  $y' = a + bx$  da una "estimación" de la ecuación real pero desconocida  $y = \alpha + \beta x$ . Para obtener la mejor aproximación, es necesario que los valores de  $\epsilon$  sean lo más pequeños posible, lo que se consigue haciendo que los errores positivos y negativos se compensen, anulando su suma  $\sum \epsilon = 0$ . En concreto, se trata de minimizar la suma de los cuadrados de los  $\epsilon_i$ , dada por:

$$\sum \epsilon_i^2 = \sum [y_i - (a + bx_i)]^2$$

Como se puede observar en la siguiente figura, lo anterior equivale a hacer mínima la suma de los cuadrados de las distancias verticales de los puntos a la línea.

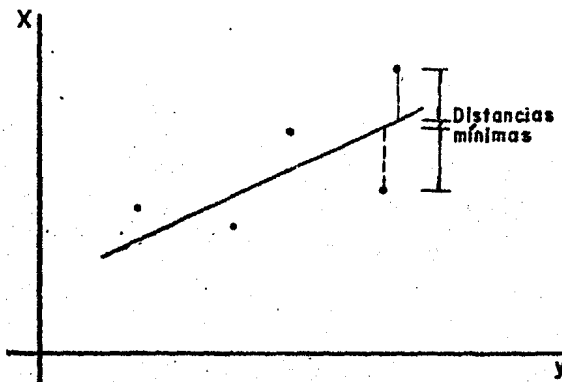


figura 6

Utilizando el cálculo diferencial para obtener el mínimo en cuestión, se obtienen las siguientes ecuaciones, llamadas "ecuaciones normales".

$$\sum y_i = an + b \sum x_i \quad ( 14-II )$$

$$\sum x_i y_i = a \sum x_i + b \sum x_i^2$$

Que resolviéndolas, dan los valores de a y b que definen la recta que proporciona el mejor ajuste a los datos tratados.

De acuerdo con el teorema de Gauss - Markov, los estimadores obtenidos a partir del método de mínimos cuadrados, son -- los de menor variancia, es decir, son los que dan mayor confianza en el sentido de que están sujetos a las menores variaciones aleatorias.

#### II.5.2 Inferencias basadas en los estimadores de mínimos cuadrados.

Los análisis efectuados a partir del método de los mínimos cuadrados, suelen ir acompañados de otro análisis que considera la "bondad" del ajuste efectuado, para lo cual, se supone -- que la regresión es lineal y que las "n" variables aleatorias que son los valores  $y_i$  están distribuidas independientemente -- con una distribución normal de media  $\alpha + \beta_1 x_i$  y variancia común  $\sigma^2$ .

Estas hipótesis están ilustradas en la siguiente figura, en donde se ven las distribuciones de valores de  $y_i$  para varios valores de  $x_i$ .

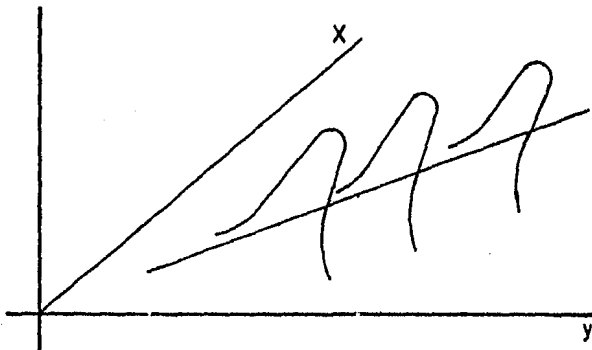


figura 7

La variancia señalada, se estima usualmente en función de las desviaciones verticales con respecto a la línea de mínimos cuadrados, la estimación de  $\sigma^2$  esta dada por:

$$Se^2 = \frac{1}{n-2} \sum [Y_i - (a + bx_i)]^2$$

en donde Se es llamado "error típico de la estimación"; - otra fórmula equivalente y más usual es:

$$Se^2 = \frac{S_{xx} S_{yy} - (S_{xy})^2}{n(n-2) S_{xx}} \quad (15-II)$$

en donde:

$$S_{xx} = n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2$$

$$S_{yy} = n \sum y_i^2 - (\sum y_i)^2 \quad (16-II)$$

$$S_{xy} = n \sum x_i y_i - (\sum x_i)(\sum y_i)$$

En base a las hipótesis hechas sobre la distribución de las "y", se puede establecer el siguiente teorema, referente a la distribución de los estimadores de mínimos cuadrados de los coeficientes de regresión de  $\alpha$  y  $\beta$  ( a y b ).

Las distribuciones del estadístico

$$t = \frac{(a - \alpha)}{Se} \sqrt{\frac{n S_{xx}}{S_{xx} + (n \bar{x})^2}} \quad (17-II)$$

$$t = \frac{b - \beta}{Se} \sqrt{\frac{S_{xx}}{n}}$$

Son distribuciones t con n-2 grados de libertad.

Con esto, es posible construir un intervalo de confianza para  $\alpha$ , resolviendo la doble desigualdad  $-t_{\alpha/2} < t < t_{\alpha/2}$

Los límites del intervalo de confianza son:

$$a \pm t_{\alpha/2} \cdot Se \sqrt{\frac{S_{xx} + (n \bar{x})^2}{n S_{xx}}} \quad (18-II)$$
$$b \pm t_{\alpha/2} \cdot Se \sqrt{\frac{n}{S_{xx}}}$$

Para estimar  $a$  a partir de  $\underline{a}$  y  $\underline{b}$ , obtenidos con el método de los mínimos cuadrados  $\alpha + \beta x$ , se tienen los siguientes intervalos de confianza a un nivel  $1 - \alpha$ .

$$y_{\alpha} = (\alpha + \beta x_0) \pm t_{\alpha/2} \cdot Se \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{n(x_0 - \bar{x})^2}{S_{xx}}}$$

En donde  $x_0$  es un valor fijo de la variable independiente y  $t_{\alpha/2}$  se obtiene de la tabla 2, con  $n - 2$  grados de libertad. De importancia mayor que la estimación de  $\alpha$  y  $\beta$  o de la media  $\alpha + \beta x$ , es en general la predicción de  $y_{\alpha}$ , o sea la obtención de un valor futuro de "y" cuando  $x = x_0$  para lo cual se tienen los siguientes "límites de predicción" para "y" --- cuando  $x = x_0$ :

$$y_{\alpha} = (a + bx_0) \pm t_{\alpha/2} \cdot Se \sqrt{1 + \frac{1}{n} + \frac{n(x_0 - \bar{x})^2}{S_{xx}}} \quad (19-II)$$

con  $n - 2$  grados de libertad para  $t_{\alpha/2}$

De acuerdo con esto, es posible obtener una ecuación para  $y_{\alpha}$  con la cual se obtengan valores predichos pocos probables, ya sea arriba o abajo del valor medio  $a + bx$ , con una probabilidad  $1 - \alpha$  de ser rebasados por otro valor mayor o menor respectivamente.

### II.5.3 Regresión Curvilínea.

Cuando la relación entre los pares de datos de un experimento no se aproxima a una recta, es posible aplicar el método de mínimos cuadrados (ver figura 8), reduciendo la ecuación de la curva que mejor se ajuste a una de forma lineal, así por -- ejemplo, si los datos se aproximan a una curva logarítmica, es posible sustituir  $x_i$  por  $\log x_i$  y  $Y_i$  por  $\log Y_i$  resolviendo posteriormente las ecuaciones normales ( 14 - II ) para obtener la ecuación buscada.

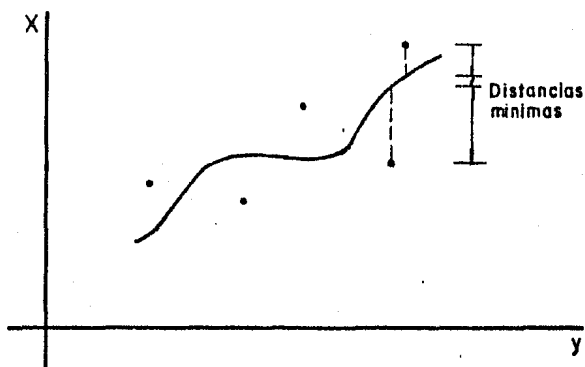


figura 8

Hay otros tipos de transformaciones como lo puede ser sustituir  $x_i$  e  $y_i$  por sus logaritmos naturales o por su inversa.

Existen también las parábolas de mínimos cuadrados, cuyas ecuaciones se obtienen por medio de ecuaciones normales que - ya contienen términos de tercer y cuarto grado:

$$\Sigma y = a_0 n + a_1 \Sigma x + a_2 \Sigma x^2$$

$$\Sigma xy = a_0 \Sigma x + a_1 \Sigma x^2 + a_2 \Sigma x^3 \quad ( 20-II )$$

$$\Sigma x^2 y = a_0 \Sigma x^2 + a_1 \Sigma x^3 + a_2 \Sigma x^4$$

Que resolviéndolas dan la ecuación de la mejor parábola de ajuste:

$$y = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 \quad (21-II)$$

Es posible además obtener ecuaciones de curvas dadas por polinomios, resueltos mediante ecuaciones normales, en número y grado de acuerdo con dichos polinomios.

## II.6 Medidas de correlación.

Una forma de determinar de una manera cualitativa, lo -- bien que una recta o curva dada describe la relación entre variables, es la observación directa del diagrama de dispersión. Sin embargo, si se trata el problema de la dispersión de los datos muestrales alrededor de rectas o curvas de una manera - cuantitativa, será necesario definir algunas medidas de correlación.

El error típico de la estimación Se, definido anteriormente, constituye una de dichas medidas, en donde si y' se obtiene de (13-II), la dispersión alrededor de la recta de regre--sión de y sobre x, viene dada por:

$$Se = \sqrt{\frac{\Sigma (y - y')^2}{n}}$$

Ahora bien, si la "variación total" de y se define como

$$\Sigma (y - \bar{y})^2 = \Sigma (y - y')^2 + \Sigma (y' - \bar{y})^2$$

en donde  $\Sigma (y - y')^2$  constituye la "variación no explicada" y  $\Sigma (y' - \bar{y})^2$  la "variación explicada", la cual sigue un patrón de variación. Se puede definir entónces el "coeficiente de determinación", como la relación entre la variación explicada y la variación total si la variación explicada es cero, la relación será también cero, es decir toda la variación resulta no explicada, en cambio si la variación no explicada es cero, la relación será igual a uno. Puesto que la relación resulta siempre positiva, ésta se denota por " $r^2$ "

$$r^2 = \frac{\Sigma (y' - \bar{y})^2}{\Sigma (y - \bar{y})^2}$$

La raíz cuadrada de esta relación constituye el "coeficiente de correlación"

$$r = \pm \sqrt{\frac{(y' - \bar{y})^2}{(y - \bar{y})^2}} \quad (\text{adimensional}) \quad (22-II)$$

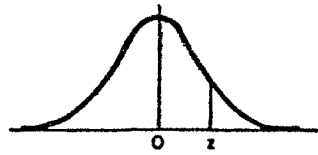


el cual varía entre  $-1$  y  $+1$ . Los signos  $\pm$ , se utilizan para las correlaciones negativa y positiva respectivamente.

Cuando se tienen datos agrupados en una correlación entre variables, la expresión ( 22-II ), se puede escribir en la siguiente forma, más conveniente para el cálculo.

$$r = \frac{n \Sigma xy - (\Sigma x) (\Sigma y)}{\sqrt{[\Sigma x^2 - (\Sigma x)^2][n \Sigma y^2 - (\Sigma y)^2]}} \quad ( 23-II )$$

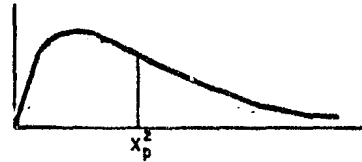
**CURVA NORMAL  
ESTANDARIZADA  
DE  $0 \sigma z$**



$z$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	0,0000	0,0040	0,0080	0,0120	0,0160	0,0199	0,0239	0,0279	0,0319	0,0359
-										
-										
0,5	0,1915	0,1950	0,1985	0,2019	0,2054	0,2088	0,2123	0,2157	0,2190	0,2224
-										
-										
1,0	0,3413	0,3438	0,3461	0,3485	0,3508	0,3531	0,3554	0,3577	0,3599	0,3621
-										
1,2	0,3849	0,3869	0,3888	0,3907	0,3925	0,3944	0,3962	0,3980	0,3997	0,4015
-										
-										
1,5	0,4332	0,4345	0,4357	0,4370	0,4382	0,4394	0,4406	0,4418	0,4429	0,4441
-										
-										
2,0	0,4772	0,4778	0,4783	0,4788	0,4793	0,4798	0,4803	0,4808	0,4812	0,4817
-										
-										
2,5	0,4938	0,4940	0,4941	0,4943	0,4945	0,4946	0,4948	0,4949	0,4951	0,4952
-										
-										
3,0	0,4987	0,4987	0,4987	0,4988	0,4988	0,4989	0,4989	0,4989	0,4990	0,4990
-										
-										
3,5	0,4998	0,4998	0,4998	0,4998	0,4998	0,4998	0,4998	0,4998	0,4998	0,4998
-										
-										
3,9	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000

**TABLA 1**

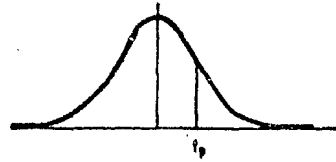
**DISTRIBUCION CHI-CUADRADO  
CON GRADOS DE LIBERTAD  
(AREA SOMBRADA = p)**



y	$\chi^2_{0.995}$	$\chi^2_{0.99}$	$\chi^2_{0.975}$	$\chi^2_{0.95}$	$\chi^2_{0.90}$	$\chi^2_{0.75}$	$\chi^2_{0.50}$	$\chi^2_{0.25}$	$\chi^2_{0.10}$	$\chi^2_{0.05}$	$\chi^2_{0.025}$	$\chi^2_{0.01}$	$\chi^2_{0.005}$
1	7,88	6,63	5,02	3,84	2,71	1,32	0,55	0,102	0,0158	0,0039	0,0010	0,0002	0,0000
5	16,7	15,1	12,8	11,1	9,24	6,63	4,35	2,67	1,61	1,15	0,831	0,554	0,412
10	25,2	23,2	20,5	18,3	16,0	12,5	9,34	6,74	4,87	3,94	3,25	2,56	2,16
15	32,8	30,6	27,5	25,0	22,3	18,2	14,3	11,0	8,55	7,26	6,26	5,23	4,60
20	40,0	37,6	34,2	31,4	28,4	23,8	19,3	15,5	12,4	10,9	9,59	8,26	7,43
25	46,9	44,3	40,6	37,7	34,4	29,3	24,3	19,9	16,5	14,6	13,1	11,5	10,5
30	53,7	50,9	47,0	43,8	40,3	34,8	29,3	24,5	20,6	18,5	16,8	15,0	13,8
50	79,5	76,2	71,4	67,5	63,2	56,3	49,3	42,9	37,7	34,8	32,4	29,7	28,0
70	104,2	100,4	95,0	90,5	85,5	77,6	69,3	61,7	55,3	51,7	48,8	45,4	43,3
90	128,3	124,1	118,1	113,1	107,6	98,6	89,3	80,6	73,3	69,1	65,6	61,8	59,2
100	140,2	135,8	129,6	124,3	118,5	109,1	99,3	90,1	82,4	77,9	74,2	70,1	67,3

**TABLA 2**

DISTRIBUCION t DE STUDENT  
 CON v GRADOS DE LIBERTAD  
 (AREA SOMBREADA = p)



v	0,995	0,99	0,975	0,95	0,90	0,80	0,75	0,70	0,60	0,55
1	63,66	31,82	12,71	6,31	3,08	1,376	1,000	0,727	0,325	0,158
5	4,03	3,36	2,57	2,02	1,48	0,920	0,727	0,559	0,267	0,132
10	3,17	2,76	2,23	1,81	1,37	0,879	0,700	0,542	0,260	0,129
15	2,95	2,60	2,13	1,75	1,34	0,866	0,691	0,536	0,258	0,128
20	2,84	2,53	2,09	1,72	1,32	0,860	0,687	0,533	0,257	0,127
25	2,79	2,48	2,06	1,71	1,32	0,856	0,684	0,531	0,256	0,127
30	2,75	2,46	2,04	1,70	1,31	0,854	0,683	0,530	0,256	0,127
40	2,70	2,42	2,02	1,68	1,30	0,851	0,681	0,529	0,255	0,126
60	2,66	2,39	2,00	1,67	1,30	0,848	0,679	0,527	0,254	0,126
120	2,62	2,36	1,98	1,66	1,29	0,845	0,677	0,526	0,254	0,126
∞	2,58	2,33	1,96	1,645	1,28	0,842	0,674	0,524	0,253	0,126

TABLA 3

## C A P I T U L O    I I I .

### CORRELACIONES EN MECANICA DE SUELOS.

Cuando el problema consiste en definir la cimentación más conveniente para estructuras pequeñas o medianas, desplantadas sobre cualquier tipo de terreno, o cuando interesa conocer el patrón estructural que conforma un subsuelo altamente estratificado, el estudio de Mecánica de Suelos a realizar, deberá -- ser rápido y económico.

Por lo que cabría la posibilidad de que dicho estudio fuera susceptible de ser correlacionado con resultados de estudios anteriores efectuados en las proximidades.

Al tipo de sondeos que cumplan con estas condiciones, los denominaremos sondeos representativos y a las propiedades obtenidas de ellos, propiedades representativas.

En el caso de arenas de grano grueso a medio, el sondeo -- representativo que cumple con los requisitos anteriores, es la prueba de penetración estándar.

El sondeo representativo para las gravas, consiste en utilizar un penetrómetro de diámetro suficientemente grande (para que el tamaño de la grava influya ligeramente en el resultado)

y calibrado con datos obtenidos de pruebas del mismo tipo, -- realizados en materiales de tamaño máximo menor (1).

La funcionalidad de esta prueba para suelos arenosos estriba en que su comportamiento dinámico es similar a su comportamiento estático, esta afirmación se ve reforzada con el hecho de que las fórmulas dinámicas de pilotes, se pueden emplear para calcular la capacidad de carga de pilotes en ellos.

A este respecto podemos mencionar que Chellis ( 5 ), recomienda el empleo de fórmulas dinámicas en suelos no cohesivos y comenta: "Estas fórmulas han sido aplicadas a una amplio rango de casos y los resultados comparados con pruebas de carga -- y los resultados de otras fórmulas han indicado un alto grado de confiabilidad".

O sea que debido a la permeabilidad relativamente alta de los suelos gruesos, su comportamiento dinámico y estático no difieren grandemente, y por lo tanto las pruebas dinámicas, -- son útiles para estimar la compacidad de estos suelos.

En oposición a esto, el comportamiento estático y dinámico difieren notablemente en un suelo de baja permeabilidad.

De este modo, en los suelos finos como son los limos, las arcillas y parece ser que también en arenas finas, se produce durante el impacto de una prueba dinámica, un aumento conside-

rable de la presión de poro, lo que consecuentemente causa un decremento en la resistencia de un suelo fino. Aunando a esto su baja permeabilidad, tenemos el efecto de la viscosidad del agua al fluir con lentitud a través del medio, complicándose aún más el fenómeno y, por consiguiente haciendo más difícil la correlación del comportamiento dinámico con el estático.

Por otro lado, debemos tomar en cuenta el remoldeo de limos plásticos y de arcillas que posiblemente se produce durante el impacto.

En conclusión, el comportamiento estático y dinámico de los suelos finos es completamente diferente, y el sondeo representativo para estos materiales deberá consistir en una prueba estática, en la que la velocidad de avance del instrumento usado en la exploración, sea lo suficientemente baja como para no provocar un incremento brusco importante en la presión de poro, o un aumento del efecto de la viscosidad del agua.

Para este propósito la exploración se podrá llevar a cabo con un cono estático o con una veleta.

La lentitud con que se debe realizar la prueba estática, se puede combinar con la rapidez que la exploración con penetración estándar nos permite; mientras que con ésta última se avanza y se muestrea en arenas finas y arcillas, al alcanzar 60 cm de avance, se introduce el cono o la veleta para medir la resistencia del suelo.

Un sondeo representativo, puede también realizarse en forma paralela de la siguiente manera: las pruebas de penetración estándar y estática, se hacen en sondeos diferentes, pero cercanos entre si en una distancia que pueda variar de 1.5 a 2.0 m. Así, mientras en el primer sondeo se muestrea, en el segundo se determina la resistencia del suelo.

Ampliando un poco las referencias acerca del cono estático, diremos que es conveniente utilizar un diámetro de cono menor o igual que el del muestreador estándar que es de 5.08 cm ( 2 plg). Con la finalidad de establecer posteriormente correlaciones, se sugiere utilizar un cono de dimensiones estandarizadas, esto es, una herramienta de 60°, con 3.81 cm. (1.5 plg.) de diámetro, con una velocidad de penetración no mayor de 0.5 cm/seg en una longitud de 20 cm.

Al máximo valor alcanzado por la presión para penetrar esta longitud, se le puede considerar como el resultado del cono estándar, ver figura 9.a.

En el caso del sondeo representativo con veleta, ésta deberá ser de un diámetro máximo de 5.08 cm (2 plg.).

Los resultados obtenidos de los sondeos representativos, se correlacionan con los resultados de pruebas más elaboradas que informan con más precisión acerca de las propiedades mecánicas del suelo. A este tipo de pruebas, les llamaremos sondeos de propiedades mecánicas. Entre ellos, se pueden citar -



LONGITUD DE PENETRACION 20 cm  
 VELOCIDAD DE AVANCE 0.5 cm/seg

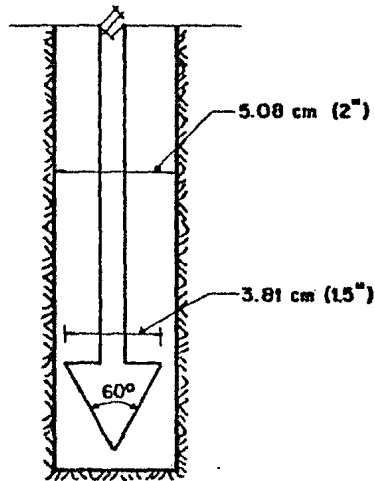


Fig. 9a : CONO ESTANDAR (ESTATICO)

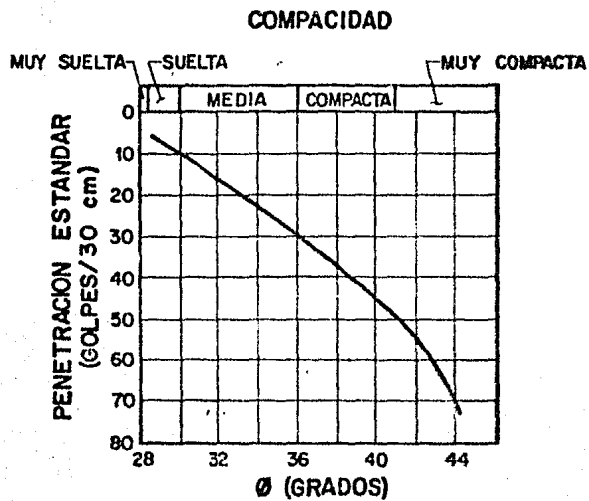


Fig. 9 b : CORRELACION ENTRE EL ANGULO DE FRICCION Y LA RESISTENCIA A LA PENETRACION PARA ARENAS

los pozos a cielo abierto con extracción de muestras cúbicas - inalteradas aplicando el tubo Shelby o el muestreador Denison, las pruebas de placa, las pruebas de carga de pilotes y las -- pruebas de cono holandés.

Para calibrar un sondeo representativo, éste puede efec-- tuarse en la proximidad de un sondeo de propiedades mecánicas, separado en una distancia de 1.5 a 2.0 m. Esta situación permitirá correlacionar los resultados de ambos, dependiendo del tipo de suelo de que se trate; siendo así, es necesario hacer la diferencia de las correlaciones que se pueden obtener para suelos gruesos y suelos finos.

Cuando se pretende diseñar una cimentación que se desplan-- tará sobre un suelo grueso, las propiedades que nos interesará conocer son su resistencia al esfuerzo cortante y su compres-- ibilidad.

Como la resistencia al esfuerzo cortante es función del - ángulo de fricción interna, se puede determinar esta propiedad relacionándola con el número de golpes que se obtiene en la -- prueba de penetración estándar o con la presión dada por el co no estándar.

En el laboratorio es posible determinar el ángulo de fric-- ción interna por medio de pruebas de compresión triaxial; en - el campo se pueden utilizar pruebas de placa. Con referencia a este parámetro, existen varias correlaciones de esta natura--

leza, obtenidas para arenas como son las realizadas por Peck, las que se muestran en la figura 9.b.

En lo correspondiente a la compresibilidad de un suelo grueso, las correlaciones que se han conseguido en la actualidad, son referentes a la compacidad del mismo en función de la prueba de penetración estándar o del cono holandés, pero no existen parámetros que ponderen la compresibilidad del suelo aunque sea aproximadamente. La causa de esta ausencia de correlaciones, puede atribuirse al empleo de módulos de deformación lineales, presumiéndose una relación lineal entre la deformación unitaria y el esfuerzo que se induce al suelo.

Los módulos de deformación lineales son muy variables, debido a su dependencia de diversos factores, como son la compacidad del suelo, el esfuerzo de confinamiento inicial, la influencia de la sobrecarga y el aumento de los esfuerzos horizontales.

Quizás una forma de aproximarse a la solución del problema, sería la utilización de teorías de deformación no lineal, como la del Doctor Juárez Badillo tratada en el Capítulo No. VI

A continuación, discutiremos lo referente a las correlaciones en suelos finos.

Primeramente se hará una distinción entre suelos parcial y totalmente saturados.

Para los suelos parcialmente saturados sigue siendo válido lo comentado para suelos gruesos, excepto que el sondeo representativo deberá ser una prueba estática como la del cono estándar, ya que la prueba de penetración estándar provoca un comportamiento no conveniente.

Además, los resultados del sondeo representativo, se deberán correlacionar con la resistencia última del suelo, para un determinado contenido de agua del mismo, mientras que en los suelos gruesos se hace intervenir al ángulo de fricción interna.

En los suelos finos totalmente saturados, existe una diferencia entre el comportamiento a corto plazo (pruebas rápidas) y el comportamiento a largo plazo (pruebas lentas).

El comportamiento a largo plazo puede aprovechar la facilidad de determinar con alguna exactitud la relación de vacíos natural del suelo  $e_0$ , aplicando la expresión:

$e_0 = WS_s$ , válida para suelos totalmente saturados.

El contenido de agua (W) y la densidad de sólidos ( $S_s$ ), se determinarán de muestras alteradas representativas y entonces se pueden usar para correlacionarlas con propiedades mecá-

nicas a corto o a largo plazo, diferenciando los suelos normalmente consolidados de los preconsolidados.

Cuando el ingeniero relacionado con la Mecánica de Suelos emplea correlaciones, le resulta interesante conocer principalmente dos valores de una propiedad mecánica: el valor medio y el valor crítico que puede producir una situación desfavorable y por lo mismo, se desea que su aparición sea poco probable.

El valor medio, le indica la magnitud que deberá esperar de la propiedad mecánica, y el valor poco probable le señala la dispersión que puede tener dicha propiedad y cual es el valor que difícilmente puede ocurrir, en el caso de que se presentará una situación crítica en el campo, permitiéndole tomar las providencias necesarias.

En los suelos finos se puede efectuar la correlación en--tre la cohesión aparente y el contenido natural de agua, mediante el procedimiento estadístico de mínimos cuadrados, el cual nos proporciona el valor medio de la cohesión por medio de una función matemática.

El método en cuestión, requiere de una variable indepen--diente "x" (contenido de agua) y de una variable dependiente "y" (cohesión), con las cuales se define la recta de mínimos -cuadrados, por medio de la expresión ( 13-II).

El valor desfavorable de la cohesión aparente, se determina por medio del concepto de predicción estadística, que proporciona un valor de la variable dependiente  $y_\alpha$  (cohesión) en función de la variable independiente  $x_0$  (contenido de agua), para un nivel de significancia  $\alpha$  y cuyo valor se obtiene a partir de la ecuación (19-II).

De esta forma, para conocer el valor desfavorable de la cohesión, sólo es necesario conocer un valor del contenido natural de agua.

Una vez conocido el valor desfavorable de la cohesión, se puede obtener por ejemplo la capacidad de carga admisible del suelo por resistencia al corte, empleando la expresión adecuada para el caso que se esté analizando.

Los hundimientos en un suelo fino de mediana a alta compresibilidad, se determinan usando una curva derivada de una prueba de consolidación, realizada sobre una muestra inalterada; dicha curva, llamada de compresibilidad depende del tipo de suelo.

Para una arcilla extrasensitiva como la de los depósitos lacustres de las zonas de Texcoco y Xochimilco, tiene una forma como la indicada en la figura 10 (1), en la que  $k_u$  es la curva de compresibilidad de la muestra remoldeada en el laboratorio y  $k_c$  es la correspondiente a la arcilla en el campo.

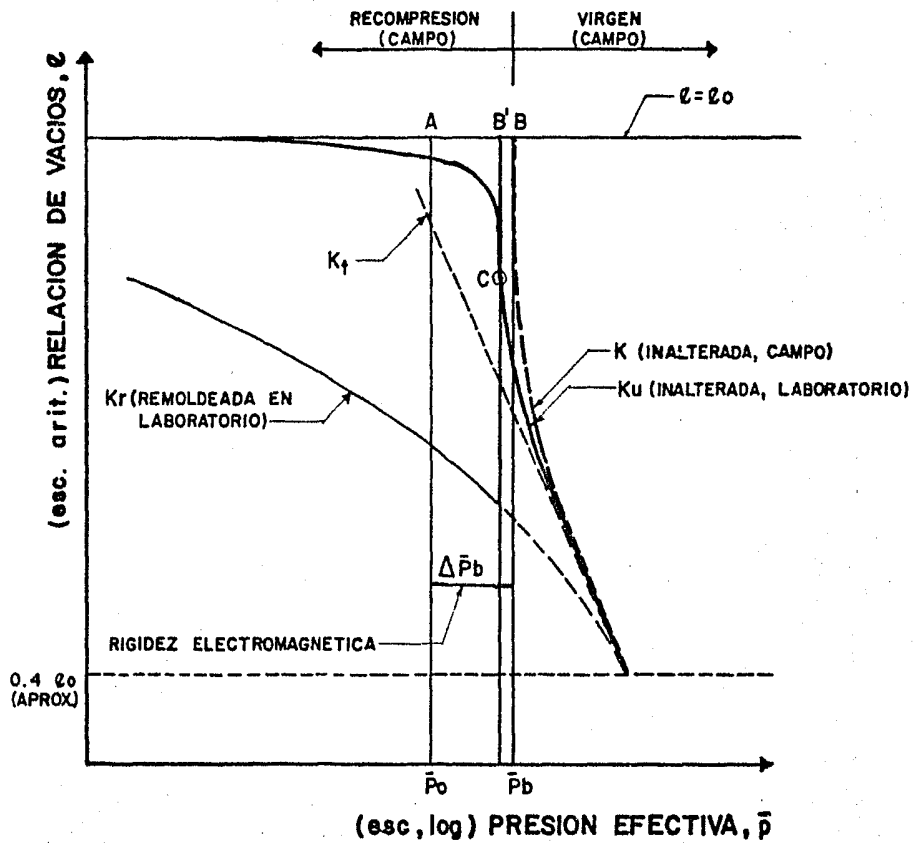


Fig.10: CURVA DE COMPRESIBILIDAD DE UNA ARCILLA EXTRASENSITIVA  
(TERZAGHI Y PECK 1967)

Se puede observar que la curva  $k_u$  permanece casi horizontal, hasta que la presión aplicada a la muestra, se acerca o sobrepasa ligeramente la presión efectiva  $p_o$ ; en este momento cambia abruptamente de dirección, adquiriendo una pendiente muy pronunciada. Conforme aumenta la presión, la pendiente decrece apreciablemente hasta adoptar una inclinación como la de la recta  $k_t$ .

Si a través del punto de inflexión C de la curva  $k_u$ , se traza una tangente hacia arriba, se intersecta a la línea horizontal  $e = e_o$ , en el punto B'

Si la muestra de arcilla fuera perfectamente inalterada y el depósito del cual fué extraída fuera normalmente consolidado, el punto B' deberá coincidir con el punto A, de coordenadas  $(p_o, e_o)$ . Si la muestra estuviera ligeramente remoldeada, el punto B' se desplazaría hacia la izquierda de A.

Analizando la curva de compresibilidad de esta manera, se pensaría que una estructura que aporte un incremento de presión que exceda aunque sea un poco a  $p_o$ , se vería afectada por un asentamiento severo. Sin embargo en la práctica se ha encontrado que la presión  $p_o$  se puede incrementar en un valor  $\Delta P_b$  sin acentuar demasiado el asentamiento, pero una vez pasando el valor  $p_o + \Delta P_b$  el comportamiento de la estructura es el correspondiente a una curva de fuerte pendiente.

Esta capacidad para soportar un aumento de presión  $\Delta P_b$  -



sin acusar un asentamiento de gran magnitud, puede deberse a que el suelo esté algo preconsolidado, o bien, a un aumento de las ligas electromagnéticas entre las partículas de arcilla. Con esta base, es posible llamar a  $\Delta P_b$  rigidez por fuerzas electromagnéticas o rigidez electromagnética(1), representada en la figura 10, y cuyo rango de variación se estima sobre las experiencias obtenidas en campo.

Con la rigidez electromagnética y las compresibilidades de los tramos de recompresión y virgen, se puede efectuar un análisis de asentamientos para una arcilla extrasensitiva, como la que se encuentra en el Valle de México. Sin embargo, para nuestros propósitos, el problema consiste en que al tratar estadísticamente el módulo de compresibilidad ( $a_v$ ) o el módulo de deformación volumétrica ( $m_v$ ), se producen dispersiones estadísticas muy grandes, ya que estos coeficientes varían mucho sobre todo con la presión de confinamiento, aún para una misma muestra de suelo.

Debido a esto, se precisa acudir a teorías de deformación no lineal que simplifiquen el fenómeno.

Una de las teorías más importantes de deformación no lineal es la desarrollada por el Doctor Eulalio Juárez Badillo (6) según la cual, el asentamiento a largo plazo de un estrato de arcilla normalmente consolidada considerando deformaciones horizontales nulas, se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$\Delta H = \int_{z_1}^{z_2} \left[ \left( 1 + \frac{\Delta \bar{P}}{\bar{P}_0} \right)^{\gamma'} - 1 \right] dz.$$

en donde:

$\Delta H$  = asentamiento a largo plazo...

$z_1$  y  $z_2$  = profundidades de los planos superior e inferior del estrato.

$\bar{P}_0$  = presión efectiva inicial.

$\Delta \bar{P}$  = incremento de presión vertical aplicada en un plano horizontal.

$\gamma'$  = coeficiente de compresibilidad del suelo.

Quando la variación  $\Delta \bar{P} / \bar{P}_0$  es pequeña en un estrato homogéneo de pequeño espesor  $H$ , localizado no muy cerca de la superficie del suelo, el asentamiento puede determinarse de la siguiente forma:

$$\Delta H = \left[ \left( 1 + \frac{\Delta \bar{P}}{\bar{P}_0} \right)^{\gamma'} - 1 \right] H \quad (I-III)$$

El que las deformaciones horizontales se consideren nulas, nos indica que el coeficiente de compresibilidad ( $\gamma$ ), se -- puede encontrar mediante una prueba de consolidación unidimensional usando la siguiente relacion:

$$\gamma = \frac{\text{Ln}\left(\frac{1+e_2}{1+e_1}\right)}{\text{Ln}\left(\frac{\bar{P}_2}{\bar{P}_1}\right)} \quad (2-III)$$

en donde:

$(\bar{P}_1, e_1)$  y  $(\bar{P}_2, e_2)$ , son dos puntos de la curva de compresibilidad de laboratorio Ku en su tramo virgen.

Esta teoría, es válida únicamente para el tramo mencionado, pero podemos obtener resultados aproximados si la aplicamos al tramo de recompresión.

De esta manera, las características de compresibilidad de las arcillas extrasensitivas quedan definidas por tres coeficientes, a saber:

$\gamma_p$  = coeficiente de compresibilidad en el tramo de recompresión o coeficiente de recompresión.

$\gamma_v$  = coeficiente de compresibilidad en el tramo virgen.

$\Delta P_b$  = rigidez electromagnética.

En este caso es factible considerar dos tipos de análisis uno correlacionando los coeficientes de compresibilidad  $\gamma_v$  y de recompresión  $\gamma_p$ , con el contenido natural de agua  $W\%$ , mediante el método de los mínimos cuadrados; y un segundo, considerando dichos coeficientes como variables aleatorias independientes, para lo cual se haría uso de las expresiones (5-II), (9-II) y (11-II). En ambos casos, se obtienen los valores medios y poco probables de los coeficientes mencionados.

Para aplicar estos valores al cálculo de hundimientos, debemos tomar en cuenta también la rigidez electromagnética  $\Delta \bar{P}_b$ , la cual, de acuerdo con la experiencia de campo en el Valle de México, varía de 1.8 a 2.6 ton/m<sup>2</sup>, luego entonces, se puede adoptar conservadoramente un valor medio  $\Delta \bar{P}_b = 1.8$  ton/m<sup>2</sup>, el que se aumentará a criterio, si se comprueba que la arcilla bajo la estructura analizada está preconsolidada.

Si la influencia de la sobrecarga  $\Delta \bar{P}$  transmitida al subsuelo por la estructura, es menor que  $\Delta \bar{P}_b$ , el asentamiento se calculará con la siguiente expresión:

$$\Delta H = \left[ \left( 1 + \frac{\Delta \bar{P}}{\bar{P}_o} \right) \gamma_p - 1 \right] H \quad (3-III)$$

En la que sustituyendo el valor de  $\gamma_p^*$  medio y desfavorable, se obtiene el asentamiento medio y el desfavorable respectivamente.

Si el aumento de presión vertical  $\Delta \bar{p}$  debida a la estructura es mayor que  $\Delta \bar{p}_b$ , el asentamiento total será la suma del asentamiento en el tramo de recompresión  $\Delta H_p$  y el asentamiento en el tramo virgen  $\Delta H_v$ .

Los valores de  $\Delta H_p$  y  $\Delta H_v$  están dados por:

$$\Delta H_p = \left[ \left( 1 + \frac{\Delta \bar{p}_b}{\bar{p}_o} \right)^{\gamma_p^*} - 1 \right] H \quad (4 - III)$$

$$\Delta H_v = \left[ \left( 1 + \frac{\Delta \bar{p} - \Delta \bar{p}_v}{\bar{p}_b} \right)^{\gamma_v^*} - 1 \right] H \quad (5 - III)$$

en donde:  $\bar{p}_b = \bar{p}_o + \Delta \bar{p}_b$

Para obtener los valores medios y desfavorables de  $\Delta H_p$  y de  $\Delta H_v$ , se emplean los valores medios y desfavorables de  $\delta_p$  y  $\delta_v$ .

Se pueden hacer las siguientes observaciones a la determinación de los hundimientos según lo aquí expuesto:

- a) El asentamiento a largo plazo que se calcule con el procedimiento anterior, corresponde a un tiempo teóricamente infinito.
- b) En un subsuelo formado por un número  $n$  de estratos se --- efectuará un análisis para cada uno de ellos y el asentamiento total será la suma de los asentamientos parciales que para cada estrato serán totales.

## C A P I T U L O.      I V.

### CARACTERISTICAS GEOLOGICAS DE LAS FORMACIONES LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO, TEXCOCO, CHALCO Y XOCHIMILCO.

Las zonas formadas por los depósitos lacustres de la Ciudad de México, Texcoco, Chalco y Xochimilco, se encuentran situadas en el Valle de México, convertido a través del tiempo en una cuenca cerrada por cadenas montañosas, constituyendo la actual cuenca de México, la cual a su vez forma parte de la Faja Volcánica Transmexicana. Por lo tanto, antes de dar una -- descripción desde el punto de vista geológico de las formaciones en cuestión, conviene estudiar las teorías comunmente aceptadas para explicar el origen y formación de dicha cuenca.

#### IV.1      Faja Volcánica Transmexicana.

De acuerdo con los estudios realizados por Federico Mooser (B), la Cuenca de México se situa en el centro de la Faja Volcánica Transmexicana y cuya formación de acuerdo con los conocimientos actuales se inició en el Terciario Medio, a mediados del Oligoceno.

Es en este período cuando se inicia la subducción de la Placa de Cocos en el Pacífico, debajo de la masa continental meridional de México, creándose primero la Fosa de Acapulco, - centro principal desde entónces de la elevada sismicidad del -

Sur de México y enseguida el levantamiento de la Masa Central meridional. La Placa al hundirse hasta una profundidad de -- unos 100 km en el Manto Superior, produjo una primera faja volcánica representada entre otras por las vulcanitas en el área de Temascaltepec, Taxco, Iguala y probablemente Oaxaca. Después, posiblemente por un cambio en el ángulo de subducción -- ( ángulo más suave ), la disolución de la Placa produjo los -- magmas que han constituido a partir del Mioceno Medio el gran conjunto de rocas volcánicas que forman la moderna Faja Volcánica Transmexicana. Ver figura 11.

#### IV.2 Formación de la Cuenca de México.

El estado actual de la cuenca, es el resultado de sucesos geológicos, volcánicos y tectónicos que se inician en el Terciario Medio a mediados del Oligoceno, los cuales se describirán a continuación siguiendo una secuencia cronológica y las ideas expuestas por Federico Mooser (8)

##### IV.2.1 Mioceno Medio ( Formación Xochitepec ).

La formación Xochitepec representa el basamento volcánico del Terciario Medio en el origen de la cuenca; este basamento está afectado por dos sistemas de fracturas y fallas. El más antiguo corre de SW a NE; el otro y subsecuente corre de SE a NW. Ambos sistemas han creado hundimientos escalonados, así como fosas y pilares.



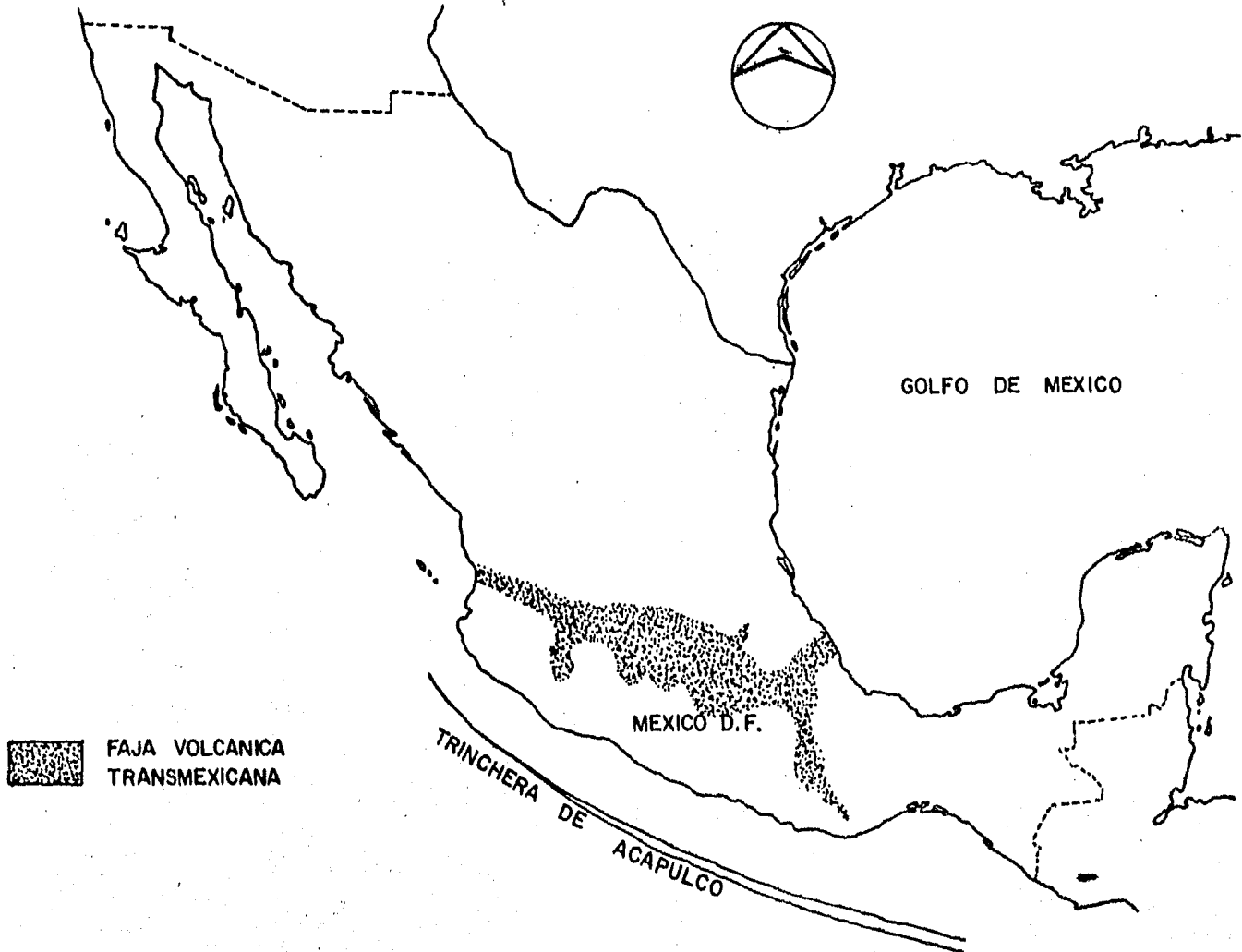


Fig. II.-EXTENSION DE LA FAJA VOLCANICA TRANSMEXICANA.

El fracturamiento SW - NE, está caracterizado por la falla Apan - Tlaloc que afecta al sur al Tepozteco. El fracturamiento SE - NW está marcado por el alineamiento Popocatepetl - Cerro de los Pinos - Cerro de Chimalhuacan y Sierra de Guadalupe. Ambos fracturamientos que forman una equis, probablemente son el resultado de esfuerzos de cizalleo, producidos en el Jurásico, aunque reactivados en el Terciario por movimientos laterales de la Placa de Cocos e hinchamientos al crearse la Faja Volcánica.

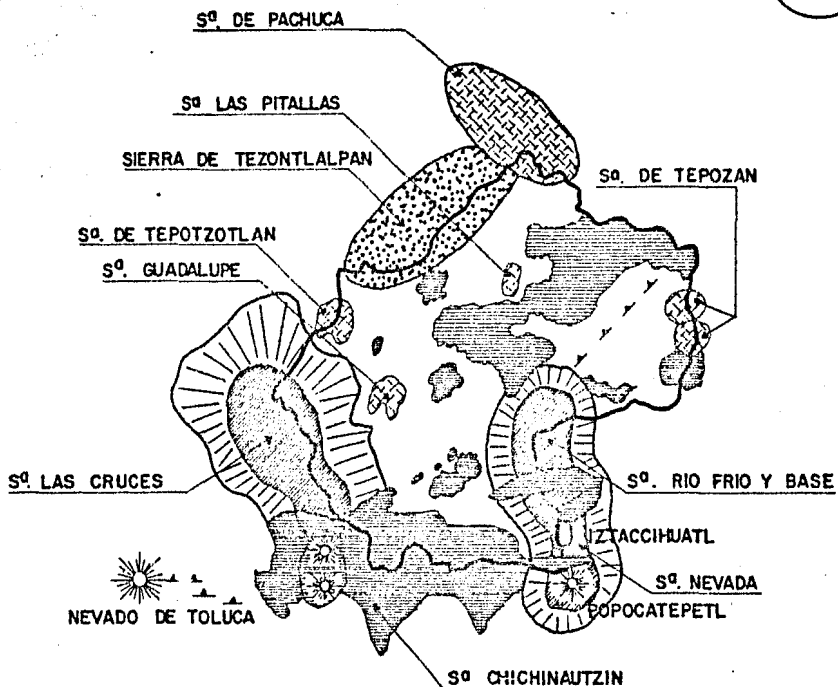
#### IV.2.2 Mioceno Superior ( Grupo de las Sierras Menores ).

A finales del Mioceno se formó el conjunto de las Sierras Menores: Sierra de Pachuca, de Tepotzotlán, de Guadalupe, del Patlachique y del Tepozán, que son estrato - volcanes menores y medianos de composición andesítica y dacítica, así como de domos esencialmente dacíticos. Todas estas Sierras están ligadas independientemente a fosas de diferente control tectónico.

La ubicación de estas Sierras se muestra en la figura 12, en donde se observa también el orden cronológico de su aparición.

#### IV.2.3 Plioceno Inferior ( Grupo de las Sierras Mayores ).

Las elevadas Sierras al Este y al Oeste de la Cuenca de México: la Sierra de las Cruces y la Sierra Nevada, localiza--








-  MIOCENO INFERIOR
-  MIOCENO SUPERIOR
-  PLIOCENO INFERIOR
-  PLIOCENO SUPERIOR
-  CUATERNARIO SUPERIOR

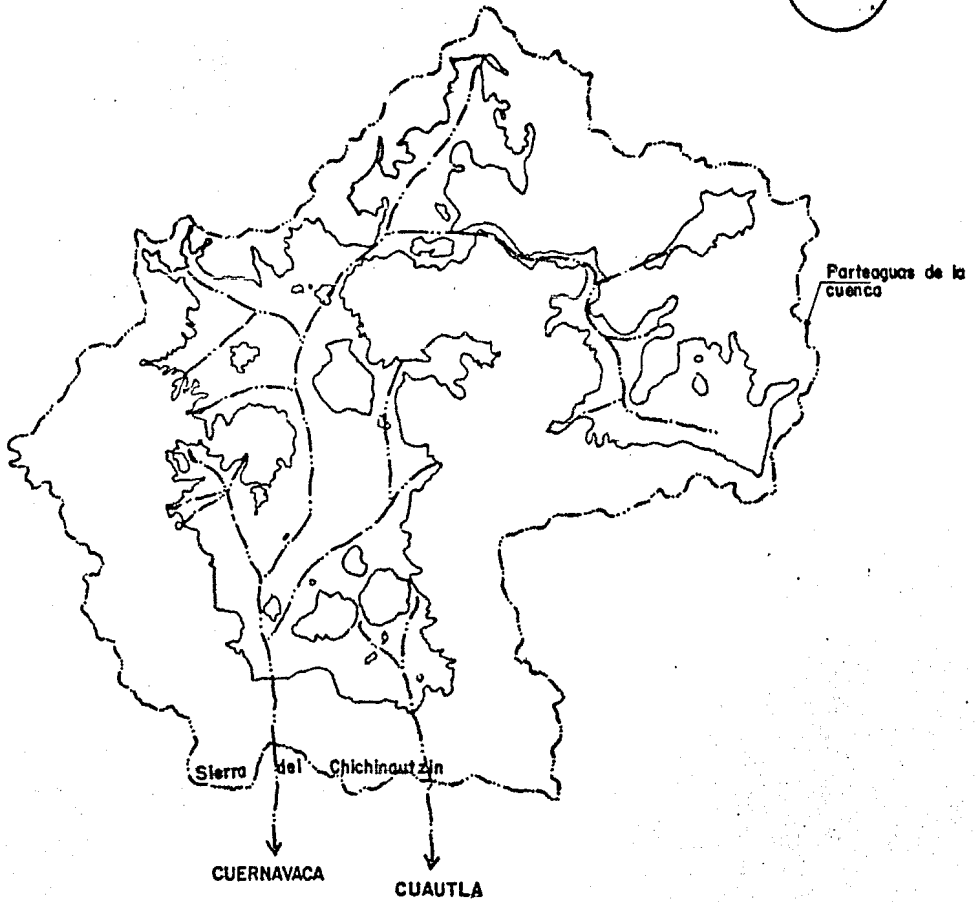
Fig. 12.- DESARROLLO VOLCANICO DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO.

das según la figura 12, se formaron al inicio del Período Pliocénico y están constituidas fundamentalmente por lavas pórfitoandesíticas, que son el producto de numerosos estratovolcanes mayores, de una prodigiosa eruptividad. Ambas Sierras, constituyen alineamientos dirigidos al NNW y su control tectónico obedece a centros eruptivos debidos a fracturamientos dirigidos al NW y al NE, ambos formando fosas y pilares.

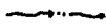
Aunado a la formación de las Sierras Mayores, durante este período se desarrolla una red fluvial que drena hacia el Alto Amacuzac el espacio entre estas dos Sierras comprendido hasta Pachuca, como puede verse en la figura 13. Se tenían entonces dos valles, el mayor drenando al área de Cuernavaca y el menor al área de Cuautla.

#### IV.2.4 Plioceno Superior y Cuaternario ( Grupo Chichinautzin).

El régimen tectónico que había prevalecido hasta el Plioceno Inferior cambió, formándose fracturas con dirección W - E en la zona de la Malinche al norte de Toluca. Sin embargo, en la zona intermedia de la futura Cuenca de México, estas fracturas sufrieron una ligera deflexión manteniendo una dirección WSW - ENE. Como consecuencia de estos cambios, surge probablemente el Cerro del Ajusco, además el tectonismo creado, dió como origen primero a andesitas, enseguida a andesitas basálticas y finalmente en el Cuaternario Superior, abrió paso a las grandes masas de basalto que formaron la Sierra del Chichinautzin, con un volumen aproximado de  $1000 \text{ km}^3$  de lava. Esta Sierra tapó el único lugar por donde drenaba el Valle, transfor---



PLANICIE ALUVIAL Y LACUSTRE



CAUCES FLUVIALES SEPULTADOS

Fig.13.- LA PROBABLE RED FLUVIAL PRE-CHICHINAUTZIN

mándolo de esta manera en una Cuenca cerrada sin salida natural del agua.

La Sierra del Chichinautzin se extiende entre la Sierra de Zempoala en el Oeste y las bases del Popocatepetl en el Este, apoyándose en el centro en el macizo del Tepozteco, figura 12. En la figura 14 se muestra una sección W-E, elaborada por Federico Mooser (8), en la que se observa una idea de las formaciones descritas.

#### IV.2.5 El Relleno Cuaternario de la Cuenca.

La actividad eruptiva de la Sierra del Chichinautzin tuvo fin según mediciones paleomagnéticas en los últimos 700 000 años y con ello el cierre total de la Cuenca. Una vez obstruida la salida natural del agua por la enorme cortina constituida por la Sierra del Chichinautzin, el gran vaso de almacenamiento en que se convirtió la Cuenca, se azolvó rápidamente.

Los ríos que descendían de las sierras, fueron formando hacia las partes profundas conos de deyección de clásticos, semejantes a las deltas fluviales, dejando potentes abanicos de gravas y arenas. Las partes centrales de la cuenca, fueron llenándose eventualmente con depósitos limo - arenosos, los cuales se interestratificaron con capas de ceniza y pómez provenientes de las erupciones volcánicas originadas principalmente en el sur. Finalmente, en las épocas glaciales de los últimos 100 000 años y debido a las lluvias abundantes pudieron --

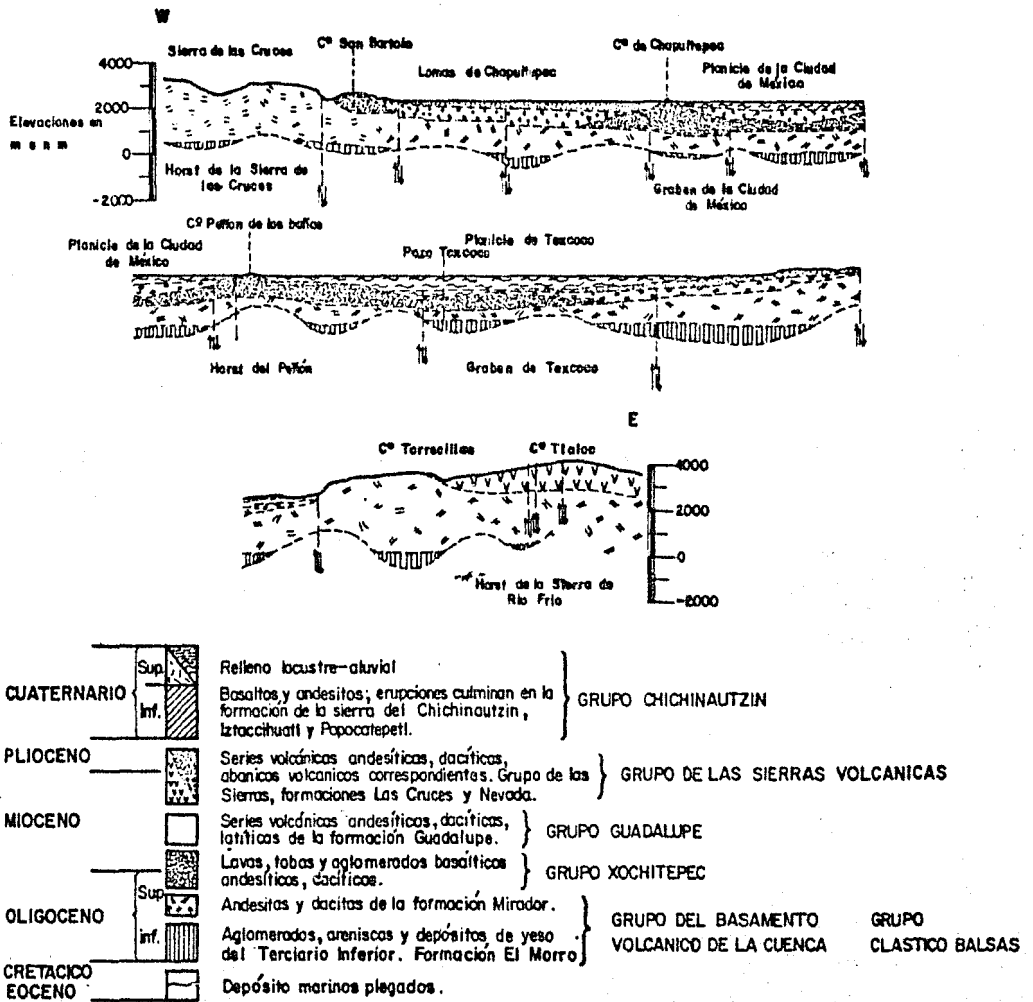


Fig.14.- SECCION W-E A TRAVES DE LA CUENCA DE MEXICO

formarse cantidades importantes de agua, que a veces se unían en un solo lago.

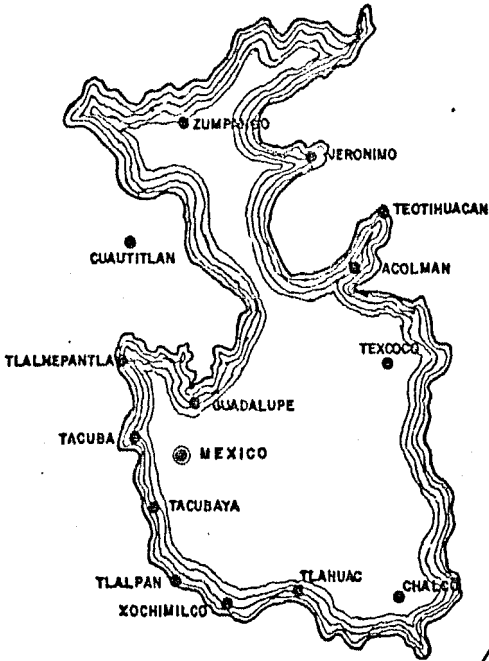
En relación con los lagos formados en la cuenca, puede establecerse una división en dos tipos:

- a) Lagos formados en las partes bajas, que constituyeron vasos de evaporación y que por tanto fueron salobres; ejemplo de esto lo constituyen los lagos de Xaltocan y Texcoco, (ver figura 15).
  
- b) Lagos que se formaron al pie de la Sierra del Chichinautzin, que fueron nutridos continuamente por manantiales prolíficos y que por tanto fueron de agua dulce; ejemplo de esto lo constituyen los lagos de Chalco y Xochimilco. (Ver figura 15).

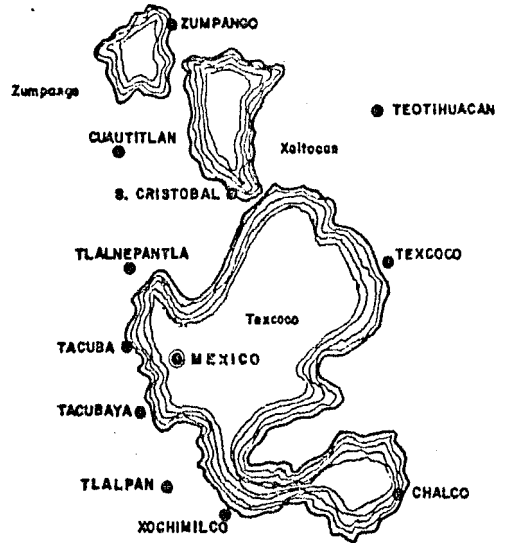
El antiguo lago de Tenochtitlan donde ahora se ubica la Ciudad de México, representa un caso intermedio, ya que casi siempre fue surtido por los manantiales de Chapultepec y Tlalpan y por los arroyos de las Lomas, sin embargo, su límite oriental con el lago de Texcoco fue siempre dinámico, avanzando y retrocediendo las aguas salobres de acuerdo con el régimen de lluvias.



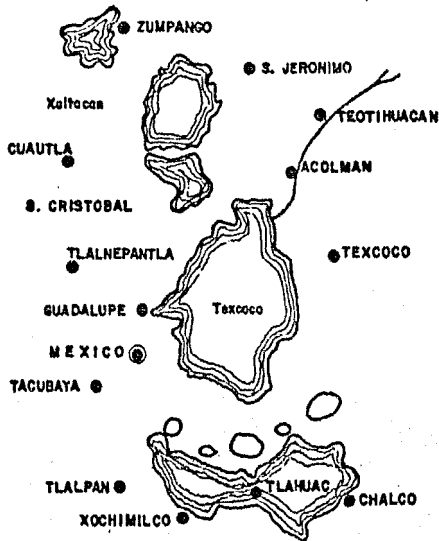
1 LOS LIMITES APROXIMADAMENTE DURANTE LA EPOCA DILUVIAL



2 AL COMIENZO DEL SIGLO XVI



3 AL COMIENZO DEL SIGLO XIX



4 EN EL AÑO 1889

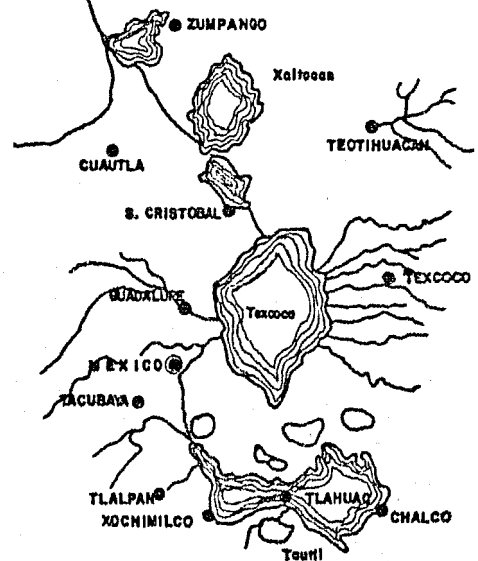


Fig.15.- SECUENCIA DEL DESARROLLO DE LOS LAGOS EN LA CUENCA DE MEXICO.

### IV.3 Origen de los suelos depositados en los Lagos de la Ciudad de México, Texcoco, Chalco y Xochimilco.

#### IV.3.1. Formaciones Superiores de la Cuenca.

Desde el punto de vista de la Ingeniería Civil, el conocimiento de las formaciones superficiales es suficiente para resolver los problemas que se presentan en la cimentación de estructuras. Por tanto, se particularizará ahora el estudio geológico a las formaciones de mayor interés práctico en la ingeniería de cimentaciones.

Las formaciones de mayor interés son las constituidas por los estratos superiores de la llamada Formación Clástica Aluvial, que se depositó durante y después del cierre de la cuenca, y cuyo espesor total alcanza 500 m aproximadamente. Un corte litológico de esta Formación se muestra en la figura 16. Adicionalmente, son de interés también los suelos de las Lomas sobre las que se localizan en particular las zonas oeste y sur oeste de la Ciudad (9).

A continuación se describe en forma general la geología de las formaciones superiores mencionadas.

Antes del cierre de la cuenca existían dos grandes valles que como ya se mencionó drenaban hacia el sur en el río Amacuzac; el más grande corría paralelo a la Sierra de las cruces -

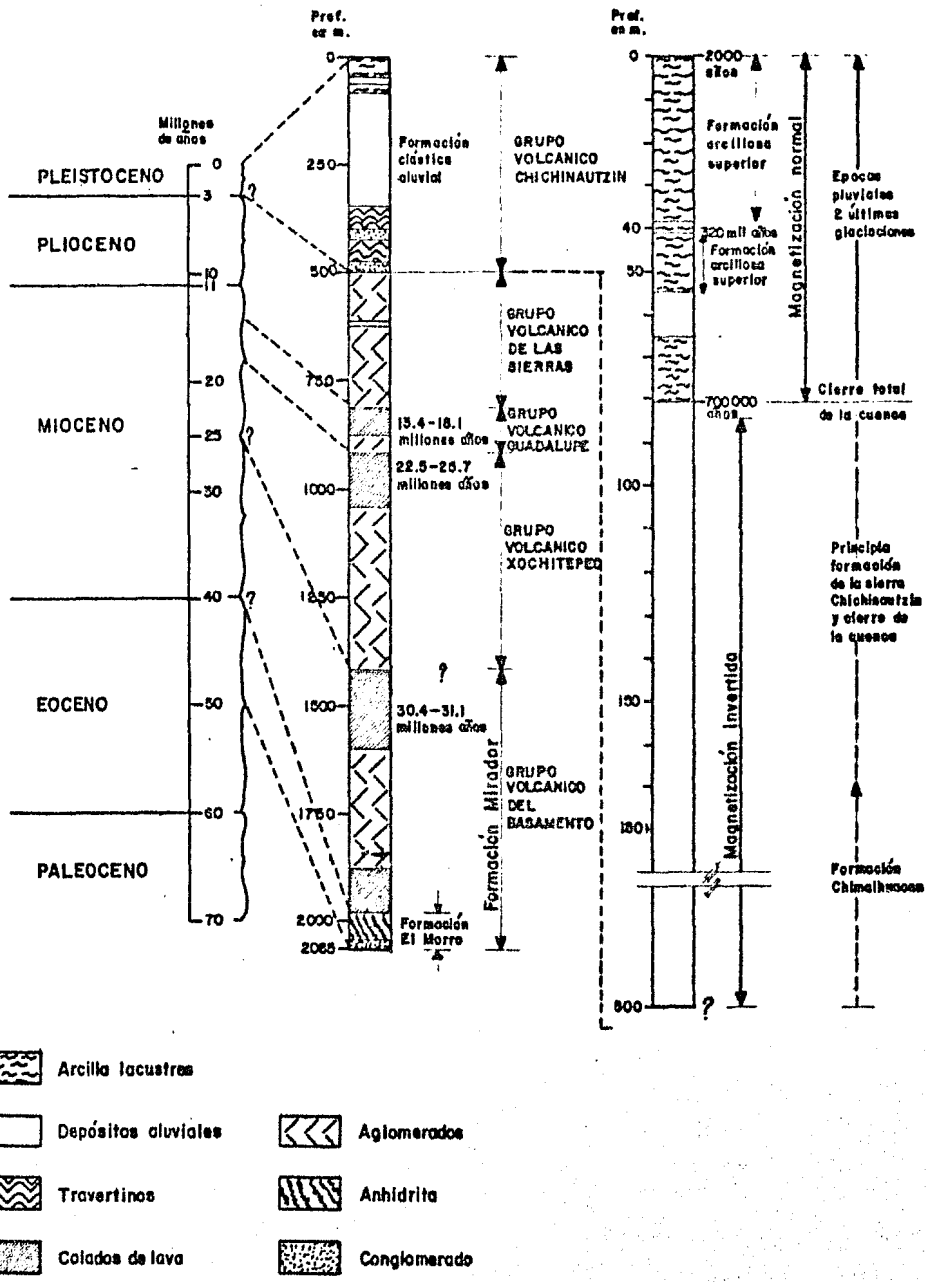


Fig.16.-LITOLOGIA DEL POZO PROFUNDO TEXCOCO N°1.

y pasaba por lo que ahora es Xochimilco, el menor corría paralelo a las faldas de la Sierra Nevada hasta llegar a Cuautla - figura 13. Durante el desarrollo de estos valles se formaron acarreos aluviales que alcanzaron un espesor hasta de 1000 m.- A continuación ocurrió el cierre de la cuenca y se inició la - formación de los depósitos lacustres que descansan en los aluviones mencionados, y que provienen de la sedimentación de ceniza volcánica transportada por aire o por corriente de agua - hacia los lagos de la cuenca.

Una idea general de los suelos que forman la cuenca desde el punto de vista geológico puede establecerse en base a los - acontecimientos descritos anteriormente.

En las zonas altas del Valle se encuentran domos dacíti--cos (Mioceno Superior a Plioceno Superior), lavas porfidoandésicas y los depósitos de la llamada formación Tarango (Plioceno Inferior), producto de las grandes emisiones basálticas - como la del Sur (Cuaternario), y constituida por brechas andésicas, arenas y limos del Mioceno Superior y Pleistoceno Inferior, todos ellos competentes por su resistencia y baja compresibilidad. Esta formación se prolonga hasta el fondo de la cuenca y constituye la base sobre la que se deposita, en el -- Pleistoceno Superior, la formación clástica aluvial.

Al pie de las Sierras y por el cambio brusco de la pendiente de los ríos, se localizan grandes depósitos aluviales de -- composición muy variable y estratificación cruzada o lenticu--lar, manifestación de una dinámica erosiva muy prominente en - los diferentes períodos de lluvia intensa alternados con otros muy secos.

Las partes bajas de la cuenca, entre las Sierras y particularmente en la región central, son el asiento de las formaciones lacustres, constituidas por ceniza volcánica, intercaladas con pómez, arenas finas y limos. Estas formaciones constituyen la Formación Tacubaya caracterizada por presentar una alta compresibilidad y una baja resistencia al corte.

Finalmente, sobre depósitos se encuentran las formaciones Becerra, Barrilaco y Totolsingo, que constituyen el Manto Superficial formado a partir de los últimos 12 000 años.

En la figura 17, se presentan dos secciones hechas por Federico Mooser a través de la Ciudad de México, que pueden ayudar para aclarar las ideas expuestas.

Además en la figura 18, se presenta un plano del área urbana del ex-Valle de México, conteniendo una zonificación en base a la historia geológica de los diferentes depósitos en la cuenca y a la experiencia acumulada en las investigaciones realizadas a la fecha a través de sondeos.

#### IV.4. Formaciones Lacustres de la Ciudad de México, Texcoco, Chalco y Xochimilco.

De acuerdo con lo expuesto anteriormente y con investigaciones notables, como la realizada por los ingenieros Raúl Marsal y Marcos Mazari (10), se tienen las siguientes formaciones en las zonas lacustres de la Ciudad de México y Texcoco.

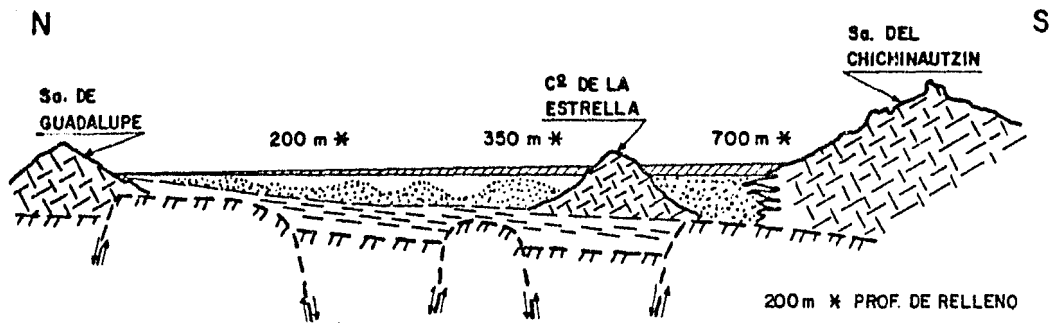






Fig.17a.- SECCION N-S A TRAVES DE LA CIUDAD DE MEXICO.

-  DEPOSITOS LACUSTRES
-  "DELTAS"
-  TARANGO
-  TERCIARIO MEDIO

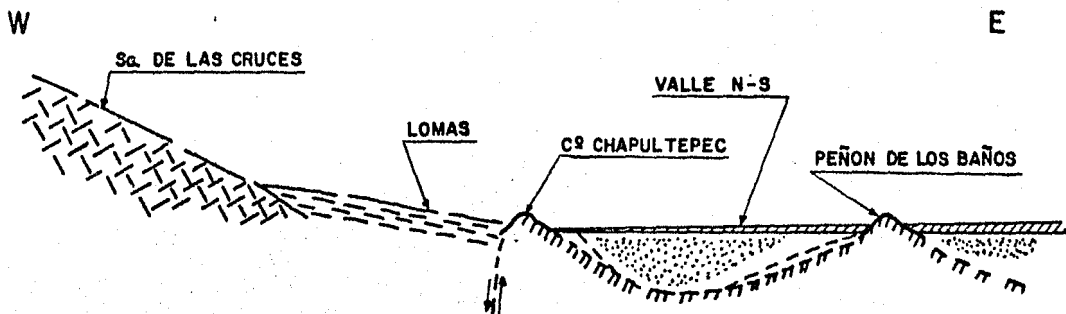
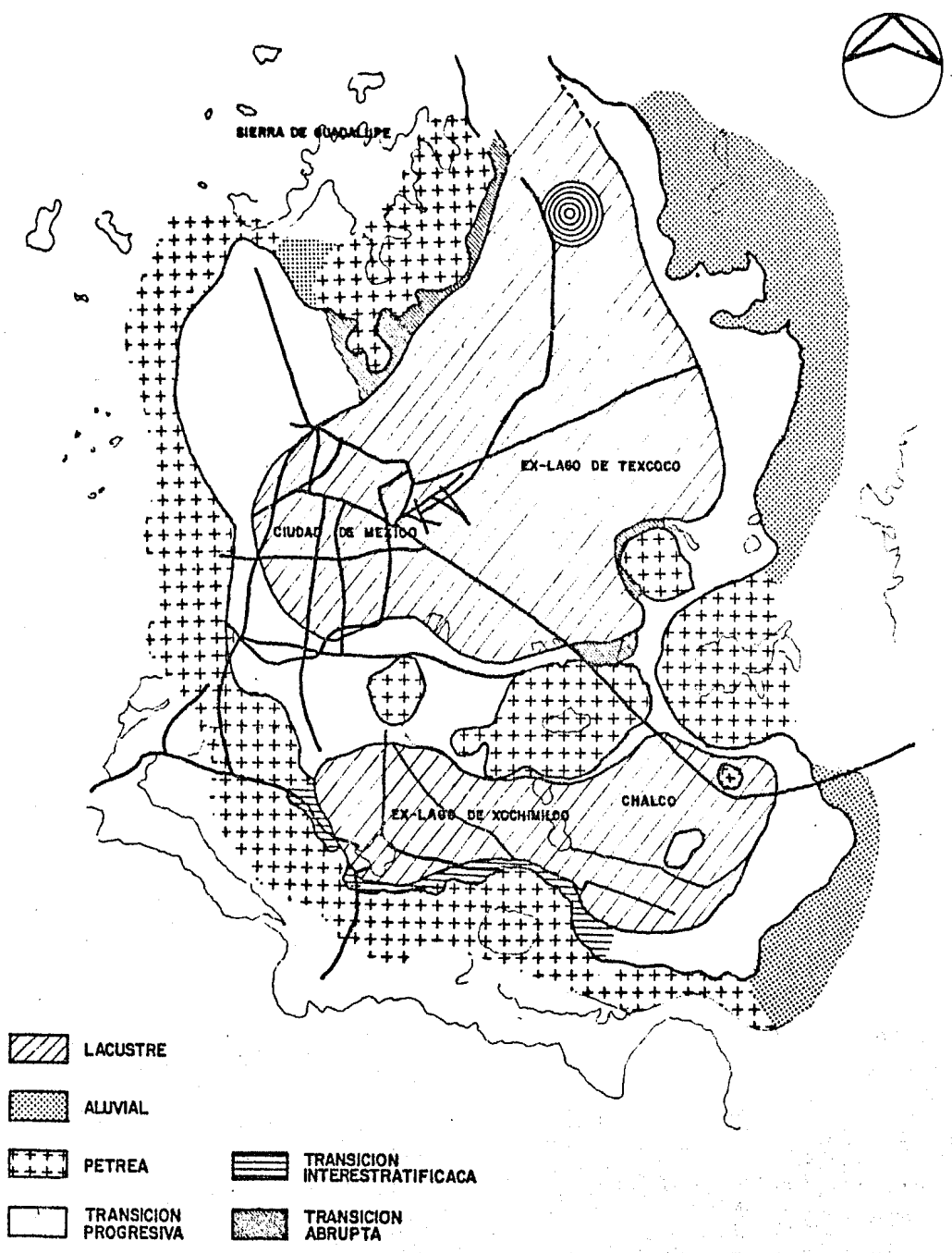


Fig.17b.- SECCION W-E A TRAVES DE LA CIUDAD DE MEXICO.



**Fig.18.- ZONIFICACION ESTRATIGRAFICA EN EL SUR DE LA CUENCA**

- a) Manto Superficial. Compuesto por depósitos areno - arcillosos y limosos o bien por rellenos artificiales; en algunas partes de la Ciudad este manto llega a tener 10 m de espesor, sin embargo en la zona de Texcoco disminuye bastante, a tal grado de que en algunas partes prácticamente no existe. Esta zona corresponde a las formaciones Barrilaco y Totolsingo.
- b) Formación Arcillosa Superior. La forman los suelos que corresponden a la formación Tacubaya compuesta como ya se mencionó por sedimentos de ceniza volcánica de tamaño ultrafino de alta compresibilidad; su espesor varía entre 15 y 32 m, aunque en el Lago de Texcoco llega a ser mayor.
- c) Capa Dura. Compuesta por suelos limo-arenosos compactos o rígidos, cementados con carbonato de calcio. Esta formación corresponde a una época geológica donde predominó la sequía, en condiciones tales que el Lago de Texcoco se encontraba a una elevación más o menos constante en la cuenca, excepto en la zona céntrica del Lago, que se presume permanencia sumergida. Esta formación cuenta en la zona céntrica de la Ciudad con tres metros de espesor.
- d) Formación Arcillosa Inferior. Compuesta por arcilla volcánica semejante a la de la formación Tacubaya, pero más resistente; cuenta con un espesor entre 4 y 14 m. En algunas zonas del Lago de Texcoco esta formación se confunde con la arcillosa Superior, debido a la ausencia de la capa dura.



- e) Depósitos Profundos. Depósitos de arena con grava, separados por estratos de limo o arcilla arenosa.

Estas tres últimas capas componen la Formación Tarango, - definida en el punto anterior. En la figura 19, se muestran dos sondeos típicos de la Ciudad de México y de la zona del lago de Texcoco, cuyo perfil confirma la descripción estratigráfica anterior.

Como se indicó las formaciones anteriores componen la estratigrafía de las zonas lacustres de la Ciudad de México y -- Texcoco. Hacia el sur de la Ciudad de México se encuentra una zona de transición entre estos Lagos y los Lagos de Chalco y - Xochimilco, como se puede observar en la figura 18, cuya estratigrafía se ve afectada por la actividad de pequeños conos volcánicos, a tal grado que se distingue un proceso de formación diferente, descrito a continuación ( 8 ).

Algunos de los volcanes de las Sierras de Santa Catarina y de Chichinautzin, tuvieron actividad hasta épocas muy recientes, aproximadamente en los últimos 700 000 años. La evidencia es clara en el sur de la cuenca; en algunos puntos al sur de Xochimilco, se presenta una costra de toba superficial y a continuación arcilla de alta compresibilidad. En la zona de - San Lorenzo Tezonco, que es una parte baja de la Sierra de Santa Catarina, se tienen alternancias de basalto, arcilla y arena hasta 180 m de profundidad.

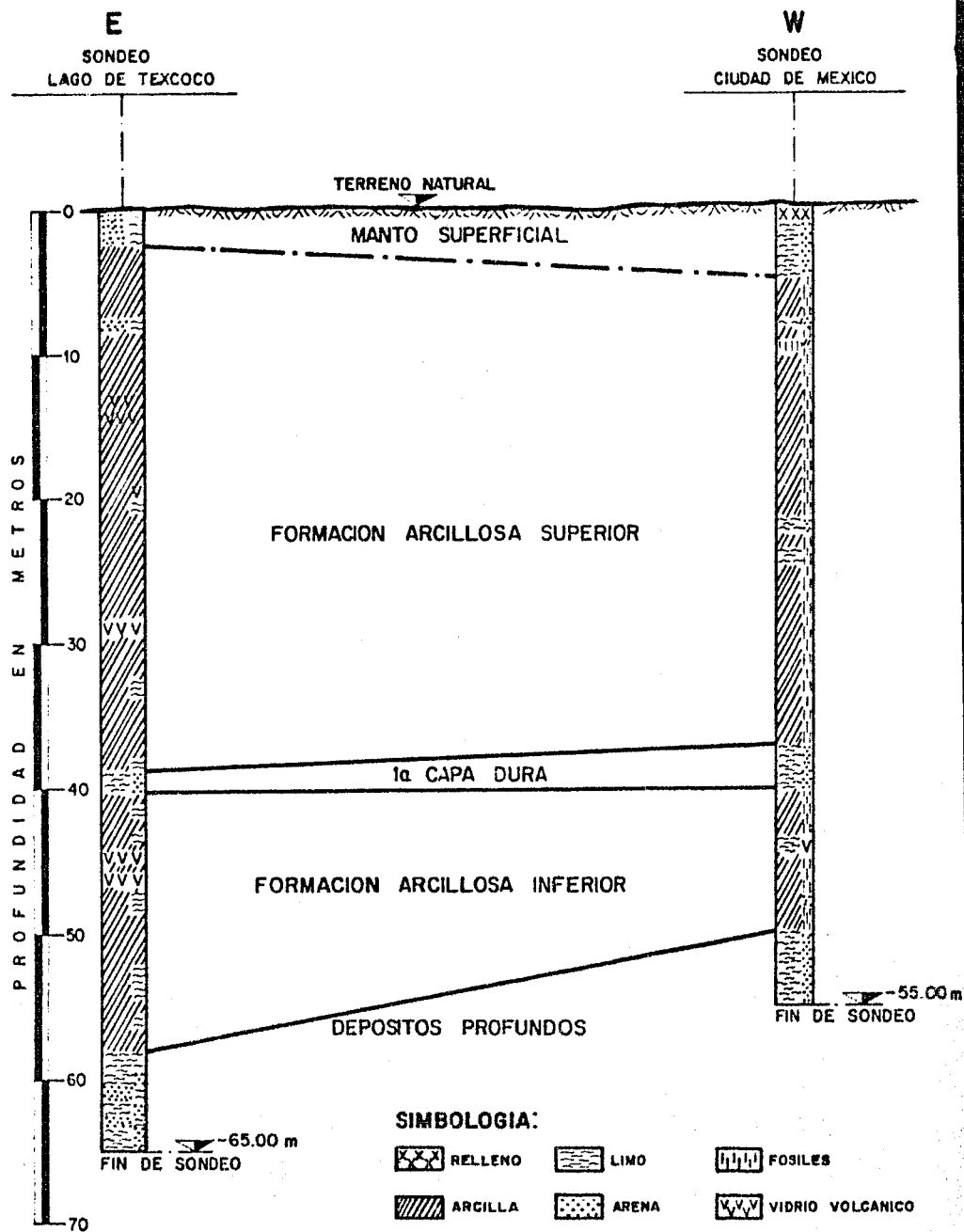


Fig. 19 - ESTRATIGRAFIA TIPICA DE LAS FORMACIONES LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y DEL LAGO DE TEXCOCO

La aparición de basalto sobre arcilla lacustre, permite afirmar que ha habido derrames basálticos hasta épocas en las que el Lago de Texcoco había alcanzado su máxima elevación.

En el área comprendida entre los Lagos de Texcoco y Xochimilco, así como en todas las exploraciones de Xochimilco se encuentra con frecuencia arena de características diferentes a las observadas en la Ciudad de México, y estratificada con arcilla; mientras que en el Lago de Texcoco y en el de la Ciudad de México las capas de arena son muy escasas y sólo aparece la primera capa dura como una unidad continua en ambos lagos.

Las Sierras de Chichinautzín y Santa Catarina tenían pequeños conos volcánicos activos hasta épocas muy recientes, como los marcadas en la figura 20, que arrojaron ceniza volcánica y arena en sus explosiones. La arena se encuentra en mayor proporción en las regiones cercanas a estos pequeños volcanes, mientras que la ceniza puede transportarse a regiones más lejanas.

Entonces sólo en los alrededores de las serranías mencionadas debería aparecer la arena, lo cual es un hecho, tanto en Iztapalapa como en Xochimilco. Además, se observa que al aproximarse a la Sierra del Chichinautzín desaparece la arcilla y se registra un mayor espesor de arena hasta llegar a las formaciones de basalto (San Lucas Xochimanca), en donde desaparece completamente la arcilla. En la figura 21 se tienen 2 sondeos representativos de las zonas lacustres de Chalco y Xochimilco.

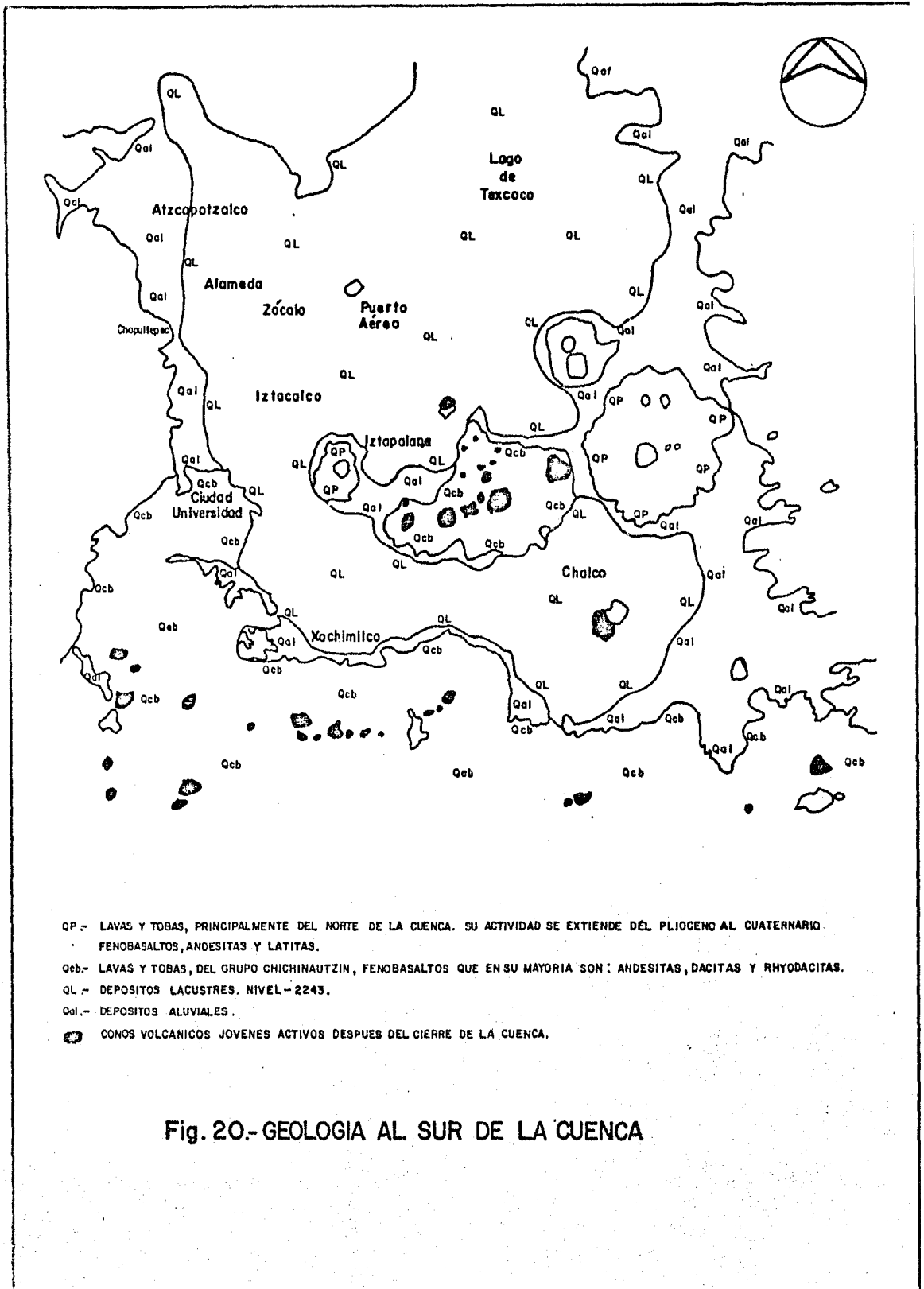


Fig. 20.- GEOLOGIA AL SUR DE LA CUENCA

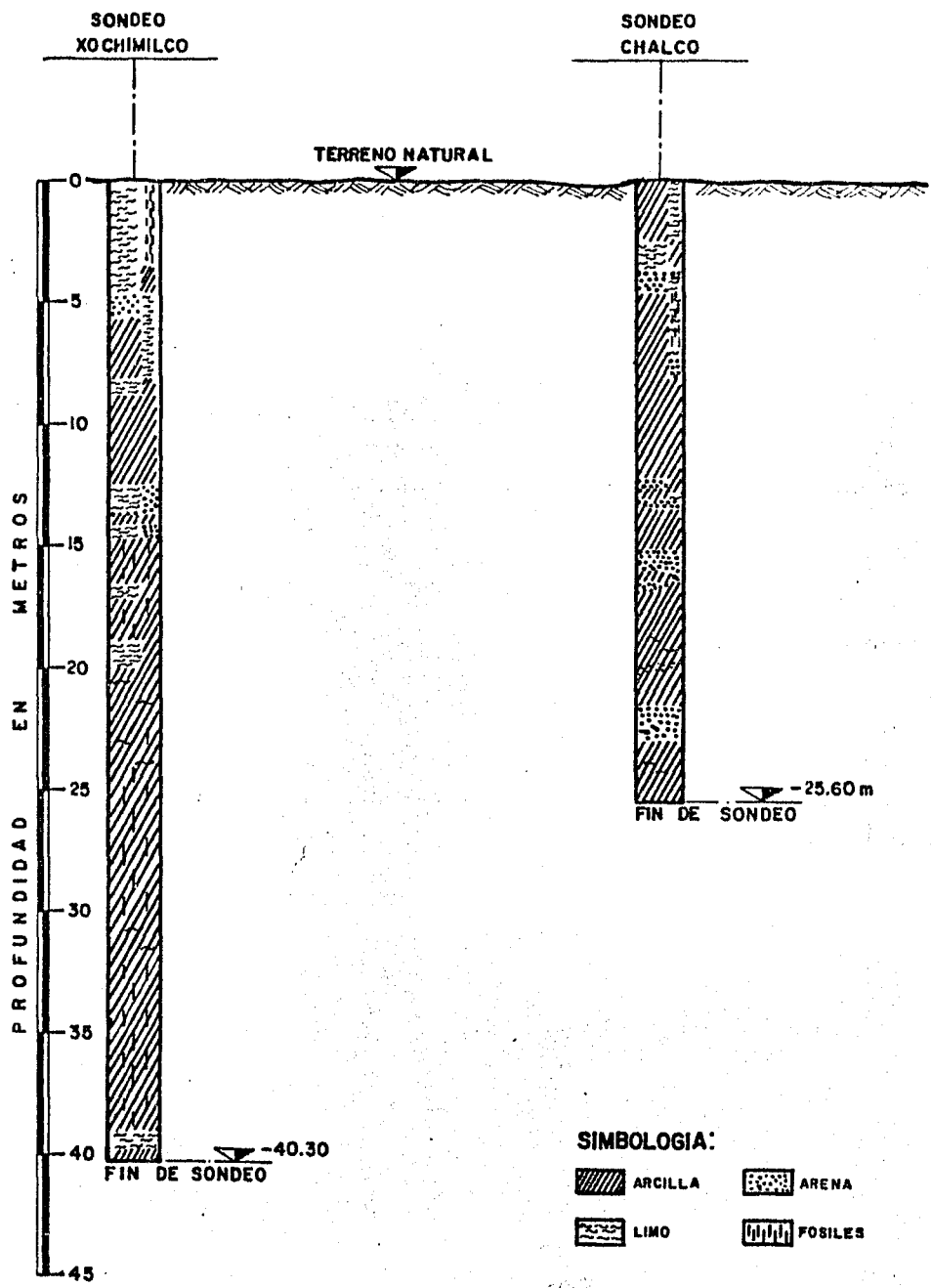


Fig. 21 ESTRATIGRAFIA TIPICA DE LAS FORMACIONES LACUSTRES DE XOCHIMILCO Y CHALCO

Adicionalmente, hay que considerar que las aportaciones - de los lagos de Texcoco y de la Ciudad de México, provienen de ríos que escurren sobre zonas impermeables arrastrando sólidos, mientras que las mayores aportaciones de los lagos de Xochimilco y Chalco, provienen de manantiales que arrojan al pié de -- los derrames basálticos.

Con las consideraciones anteriores, se infiere que los lagos de Chalco y Xochimilco tienen un proceso de formación diferente al de los lagos de la Ciudad de México y Texcoco.

Una secuencia esquemática de la formación de los lagos -- del Valle de México, se muestra en la ya mencionada figura 15 a continuación en la figura 15, concluyéndose que a medida que disminuye el área lacustre se generan depósitos aluviales al pié de las serranías, siendo mayor se espesor en las fronteras del lago o en los sitios en donde se suaviza la pendiente o se amplian los cauces.

## C A P I T U L O . V.

### TRATAMIENTO ESTADISTICO DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

#### V.1 Observaciones Generales.

Para conocer la estabilidad de una estructura cualquiera que esta sea, es necesario que el suelo sobre el cual se va a apoyar resista las cargas impuestas, esto es, debe presentar una capacidad de carga adecuada, además de que las deformaciones sufridas por el suelo ante dichas cargas deben ser permisibles, de manera que éstas no dañen a la estructura.

De acuerdo con esto, para conocer las características de un suelo y determinar si es capaz de soportar las solicitaciones a que estará impuesto, es necesario tener como datos la resistencia al corte y los parámetros de deformabilidad del mismo.

Por otro lado, cuando una formación de suelo está lo suficientemente estudiada, de tal forma que los datos de resistencia y compresibilidad son abundantes y posiblemente representativos de la formación, es cuando podría recurrirse a la estadística con el objeto de obtener el mayor provecho posible de tales datos.

Cabe aclarar, que los datos obtenidos por medio de un tr  
tamiento estadístico, no sustituyen de ninguna manera a los ob  
tenidos a partir de pruebas de laboratorio, efectuadas en muestr  
as obtenidas en el sitio.

## V.2 Reseña Histórica. (11)

La preocupación por estudiar desde un punto de vista ci  
entífico el comportamiento de los suelos, surgió hasta hace aprox  
imadamente 60 años, extendiéndose a nuestro país a partir de  
los últimos 35 años.

Anteriormente, para determinar la resistencia de un suelo,  
se colocaba sobre una mesa de cuatro patas una determinada car  
ga y se medía la deformación sufrida por el suelo, estimando -  
de esta manera la resistencia probable con la relación entre -  
la carga aplicada y la deformación.

Posteriormente, los métodos fueron un poco más sofisticados,  
pero siempre con las mismas ideas empíricas para la determi  
nación de la resistencia del suelo.

El primer trabajo en el que se trató de explicar el oríg  
en de la resistencia de los suelos se debió al Físico e Ingen  
ieriero Francés C.A. Coulomb (1776). Su primera idea consistió  
en atribuir a la fricción entre las partículas del suelo la re  
sistencia al corte del mismo y en extender a este orden de fen  
ómenos las leyes que sigue la fricción entre cuerpos, según -



## la Mécanica Elemental.

De esto, se desprende la siguiente Ley de resistencia, - según la cual la falla en un suelo produce sobre un plano potencial de deslizamiento, cuando el esfuerzo cortante actuante sobre dicho plano,  $\tau$ , alcanza un valor  $\underline{S}$ , tal que:

$$S = \sigma \tan \phi$$

$\sigma$  es el esfuerzo normal sobre el suelo y  $\tan \phi$  es la --- constante de proporcionalidad entre  $\underline{S}$  y  $\sigma$  en donde  $\phi$  es llamado "Angulo de Fricción Interna", definido como una propiedad - del material.

Si se considera la resistencia al corte del suelo como  $\underline{S}$ , se puede ver que para  $\sigma = 0$ ;  $\underline{S} = 0$ , por lo que la resistencia depende del esfuerzo normal exterior que proporciona confinamiento al suelo.

Sin embargo, existen los suelos que muestran una fuerza - interna que aun cuando  $\sigma = 0$ , presentan resistencia al corte. A los materiales de este tipo, COULOMB les asignó otra fuente de resistencia al corte a la cual le llamó "Cohesión"  $\underline{C}$  y la - consideró también como una constante del material. En general, COULOMB observó que en arcillas francas el ángulo de fricción interna  $\phi = 0^*$ , por lo que la ley de resistencia de estos --

---

\* Realmente este valor sólo se obtiene a partir de una prueba triaxial rápida, descrita posteriormente.

suelos es:

$$S = C$$

Como los suelos presentan características mixtas con "Cohesión" y "Fricción Interna", puede considerarse una ley de resistencia, tal que:

$$S = C + \sigma \tan \phi$$

Por otra parte, TERZAGHI estableció en 1920 que la presión normal total  $\sigma$  debería sustituirse por la presión intergranular o "Presión Efectiva", que es la que controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante, por lo tanto, la ecuación anterior se sustituye por la siguiente:

$$S = C + (\sigma - u_n) \tan \phi$$

En donde  $u_n$  es la presión neutral, ejercida por el agua contenida en el suelo.

Posteriormente, Hvorslev hizo notar que el valor de la cohesión de las arcillas saturadas no era una constante, sino

que resultaba ser función de su contenido de agua, por lo que la ecuación de resistencia al corte de los suelos se puede escribir.

$$S = f (W) + (\sigma - u_n) \tan \phi$$

### V.3 Resistencia al esfuerzo cortante.

Haciendo referencia sólo a la cohesión de los suelos, ésta se puede obtener tanto de pruebas "IN SITU" como en el laboratorio por diversos métodos que van desde la Prueba Directa de Resistencia al Esfuerzo Cortante, hasta las más sofisticadas Pruebas Triaxiales.

Las pruebas de compresión triaxial, son las más usadas para determinar las características de esfuerzo - deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en las que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa; sin embargo, buscando sencillez en su realización, los esfuerzos aplicados en dos direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos y se encuentran sujetos a presiones laterales, ejercidas por un líquido que es generalmente agua.

Para lograr el confinamiento debido, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita con bases metálicas, como la mostrada en la figura 22. En las bases de la muestra existen piedras porosas que permiten el drenaje de la misma. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

La resistencia al esfuerzo cortante en suelos cohesivos es variable y depende de diversos factores circunstanciales, por lo que en la ejecución de las pruebas triaxiales en el laboratorio, se trata de reproducir aquellas circunstancias más típicas y de mayor influencia logrando con ello algunas pruebas estandarizadas.

Este tipo de pruebas se pueden considerar como constituidas por dos etapas: la primera en la que se aplica la presión de cámara y la segunda de carga propiamente dicha; combinando las condiciones de drenaje y consolidación en estas dos etapas es como se realizan los diversos tipos de pruebas triaxiales existentes:

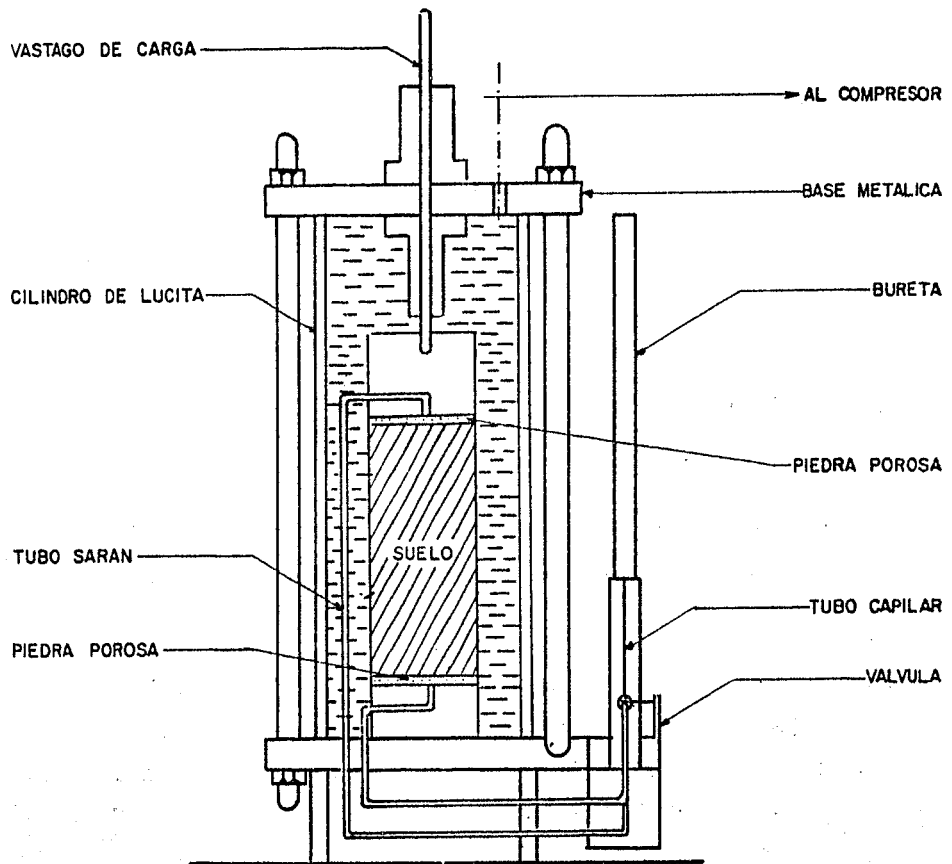


Fig. 22:- ESQUEMA DE LA CAMARA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA LENTA. Con consolidación en la primera etapa y con drenaje en la segunda.

PRUEBA RAPIDA CONSOLIDADA. Con consolidación en la primera etapa y sin drenaje en la segunda.

PRUEBA RAPIDA. Sin consolidación y sin drenaje.

#### V.3.1 Prueba de compresión simple.

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Los esfuerzos exteriores al principio de la prueba son nulos y el agua intersticial adquiere una tensión de magnitud igual, teóricamente, a la presión de preconsolidación ( $\gamma z$ ) que el suelo tuviera en la naturaleza esta tensión del agua, comunica a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa de la prueba, la muestra es llevada a la falla con la aplicación de un esfuerzo axial ( $q_u$ ), que mide su resistencia en esta prueba. Este esfuerzo desviador máximo necesario para hacer fallar la muestra ( $q_u$ ) se denomina "Resistencia del Suelo a la Compresión Simple". Por lo general, para las arcillas la resistencia al esfuerzo cortante es más o menos la mitad de la resistencia a la compresión simple:

$$S_{cu} = \frac{qu}{2}$$

Como se podrá deducir de los comentarios anteriores, la prueba de compresión simple es más sencilla que las pruebas de compresión triaxial y más rápida en su realización, ya que prácticamente sólo consta de la segunda etapa de aplicación de carga.

Debido a esto, es lógico suponer que sea más frecuente realizar pruebas de compresión simple que pruebas de compresión triaxial en una exploración cotidiana, contando por lo tanto con un mayor número de datos de este tipo de pruebas.

Por ello, y tratando de aprovechar estos datos obtenidos a partir de sondeos dentro de las formaciones en cuestión, es que se trata de obtener la relación entre la cohesión C, que es la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos finos y alguna propiedad índice de los suelos como es el contenido de agua W %.

#### y.4. Depósitos lacustres de la Ciudad de México y el Lago de Texcoco.

De acuerdo con lo establecido en el capítulo correspondiente a las características geológicas de las formaciones en

estudio, las formaciones lacustres de la Ciudad de México y del Lago de Texcoco tienen el mismo origen, por lo que cabe suponer que las propiedades mecánicas de los suelos en ambas formaciones sean muy similares.

Además, de las investigaciones realizadas por proyecto Texcoco (12), en cuanto a las características del suelo en la zona del Lago de Texcoco, se obtuvieron las siguientes conclusiones importantes.

"Las características del subsuelo en el Lago de Texcoco, desde un punto de vista Ingenieril, son similares a los que se presentan en la Ciudad de México, con excepción de que no existe la llamada zona de Lomas ubicada al pie de la Sierra de las Cruces. La zona de transición puede ser tan importante como en la capital y ofrecer todas las variantes que se registran en esta. La mayor parte del Lago de Texcoco, exhibe las dos formaciones compresibles separadas por la capa dura como en la Metrópoli Azteca; sin embargo debe tenerse en cuenta que la historia de cargas (construcciones y bombeo) es muy diferente. Por esta razón, son comparables las propiedades de los suelos del Lago de Texcoco a las determinadas en zonas casi vírgenes de la propia Ciudad.

Con las salvedades expuestas en este trabajo, la experiencia relativa a la Ingeniería de cimentaciones adquirida en la Ciudad de México, es aplicable a la zona Federal del Lago".



Con esto, es posible afirmar que las propiedades mecánicas de resistencia y compresibilidad de los suelos pertenecientes a las formaciones de la Ciudad de México y del Lago de Texcoco pueden estudiarse en conjunto.

La localización de ambas zonas se puede ver en la figura 18 en donde se observan las fronteras con las otras zonas de interés en el área urbana de la Ciudad de México.

En la primera formación arcillosa o formación arcillosa superior de las zonas en cuestión, se ha observado que la cohesión  $C$  varía con el contenido de agua  $W\%$ , mostrando una tendencia a disminuir cuando este aumenta.

Contando con 848 datos de 91 sondeos distribuidos en la zona, en la figura 23 se muestran graficados los puntos correspondientes a los valores medios de  $Squ = \frac{qu}{2}$  para diferentes contenidos de agua que van desde 100% hasta 500%. En la gráfica se observa la tendencia mencionada para la cohesión a disminuir con dicho contenido de agua y que puede describirse --- aproximadamente por medio de una recta.

En la misma figura, se observa la recta de mínimos cuadrados obtenida a partir de los 848 datos disponibles, con el método descrito en el capítulo correspondiente de conceptos estadísticos.

Pero como se mencionó en el capítulo de correlaciones en Mecánica de Suelos, resulta interesante conocer además del valor medio de una propiedad, un valor crítico que pueda producir una situación desfavorable. Por lo tanto, haciendo uso de los conceptos de predicción estadística, aplicados al ajuste de curvas por el método de los mínimos cuadrados; se obtiene la recta de predicción para un nivel de significancia del 10%, o sea con una probabilidad del 90% de no ser rebasada con otra de valores menores. Esta recta se encuentra también en la figura 23.

## V.5 Depósitos Lacustres de Xochimilco y Chalco.

Según se indicó en el capítulo IV, el origen de las formaciones lacustres de Xochimilco y Chalco, difiere del de la Ciudad de México y del Lago de Texcoco.

La zona estudiada se localiza en la región suroeste de la Cuenca de México, perteneciente a la Altiplanicie Neovolcánica. En esta zona aún existen algunos manantiales de agua potable, nutridos por acuíferos que tienen sus áreas de recarga en la vecindad de las faldas de las montañas.

Respecto a las propiedades mecánicas, podemos decir que aunque el contenido de agua natural promedio ( $\bar{w}$  %) de las formaciones compresibles que estamos tratando, es menor que el de la zona lacustre de la Cd. de México y Texcoco, su resistencia al corte es menor; este comportamiento, puede tener -- sus causas en la materia orgánica que contienen las formaciones de Xochimilco y Chalco.

Tomando en cuenta 325 datos tomados de 41 sondeos distribuidos en esta zona, se muestra en la fig 24 la gráfica dada por los puntos correspondientes a los valores medios de  $S_{qu} = \frac{qu}{2}$  para diferentes contenidos de agua que van desde 100 % hasta 400 %.

En esta figura se puede observar que también para esta zona se presenta la tendencia de que la cohesión disminuye -- cuando aumenta el contenido natural de agua.

Usando el método de mínimos cuadrados se obtuvieron las rectas de valores medios y valores poco probables para la -- cohesión respecto a un determinado contenido de agua, el nivel de significancia fue  $\alpha = 10 \%$ .

A continuación se presentan los cálculos realizados con los 325 datos disponibles.

MEMORIA JUSTIFICATIVA.

Teoría.

Obtención de la recta de mínimos cuadrados.

De acuerdo con la ecuación (13-II)

$$y' = a + bx$$

define la recta de mejor ajuste a los datos correlacionados, la cual se obtiene resolviendo las ecuaciones normales (14-II)

$$\begin{aligned}\Sigma y &= a n + b \Sigma x \\ \Sigma xy &= a \Sigma x + b \Sigma x^2\end{aligned}$$

Obtención de la ecuación de la recta de valores desfavorables.

De acuerdo con la ecuación (19-II)

$$y_{\alpha} = a + bx + t_{\alpha} \cdot se \sqrt{1 + \frac{1}{n} + \frac{n(x_0 - \bar{x})^2}{S_{xx}}}$$

Describe la recta de valores poco probables con un intervalo de confianza a un nivel  $1-\alpha$  y se obtiene resolviendo las ecuaciones (15-II) y (16-II):

$$se^2 = \frac{S_{xx} S_{yy} - (S_{xy})^2}{n(n-2) S_{xx}}; \text{ en donde}$$

$$S_{xx} = n \Sigma x^2 - (\Sigma x)^2$$

$$S_{yy} = n \Sigma y^2 - (\Sigma y)^2$$

$$S_{xy} = n \Sigma xy - (\Sigma x) (\Sigma y)$$

DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y TEXCOCO.

Considerando  $x = W\%$  e  $y = \text{Squ (kg/cm}^2)$  ; se con  
t6 con los siguientes resultados.

n =	848	;	de	91	Sondeos
$\Sigma x =$	268 408.31				
$\Sigma y =$	239.93				
$\Sigma x^2 =$	93 270 797.23				
$\Sigma y^2 =$	82.08				
$\Sigma xy =$	71 552.51				
$\bar{x} =$	316.52				

que substituyéndolos en las ecuaciones normales (14-II), --  
permiten obtener los siguientes resultados.

$$a = 0.45$$

$$b = - 0.00053$$

por lo que la ecuación de mínimos cuadrados será:

$$y' = 0.45 - 0.00053 x$$

cuya representación gráfica, se muestra en la figura 23  
y en la tabla 4 , se indican diferentes valores de Squ --  
para varios contenidos de agua W%. El coeficiente de correla  
ción correspondiente se calculó con la ecuación (23-II), resul  
tando  $r = -0.40$

Considerando  $x = W\%$  e  $y = S_{qu}$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) y sustituyendo los resultados consignados anteriormente en las ecuaciones -- (16-II), tenemos:

$$\begin{aligned} S_{xx} &= 7\ 050\ 615\ 170.00 \\ S_{yy} &= \quad\quad\quad 12\ 036.48 \\ S_{xy} &= \quad -3\ 724\ 020.48 \end{aligned}$$

sustituyendo nuevamente en (15-II), se obtiene el error típico o estándar de la estimación

$$S_e = 0.1184$$

Para la obtención de la ecuación de valores desfavorables se requiere establecer el intervalo de confianza con el que se trabajará, el cual será en este caso del 90% o sea con un nivel de significancia  $\alpha = 0.10$

Haciendo usode la tabla 2 del capítulo II, se obtiene --  $t_{\alpha}$  para  $\nu = 847$  grados de libertad. En este caso  $t_{\alpha} = 1.28$

Sustituyendo ahora en (19-II); se tiene:

$$y_{\alpha} = 0.45 - 0.00053 X - 0.1517 \sqrt{1.001 X 1.2 X 10^{-7} (X - 316.52)^2}$$

cuya representación gráfica se muestra en la figura 23 y en la tabla 4 , se indican diferentes valores de  $S_{qu_{\alpha}}$  para varios contenidos de agua  $W$  (%).

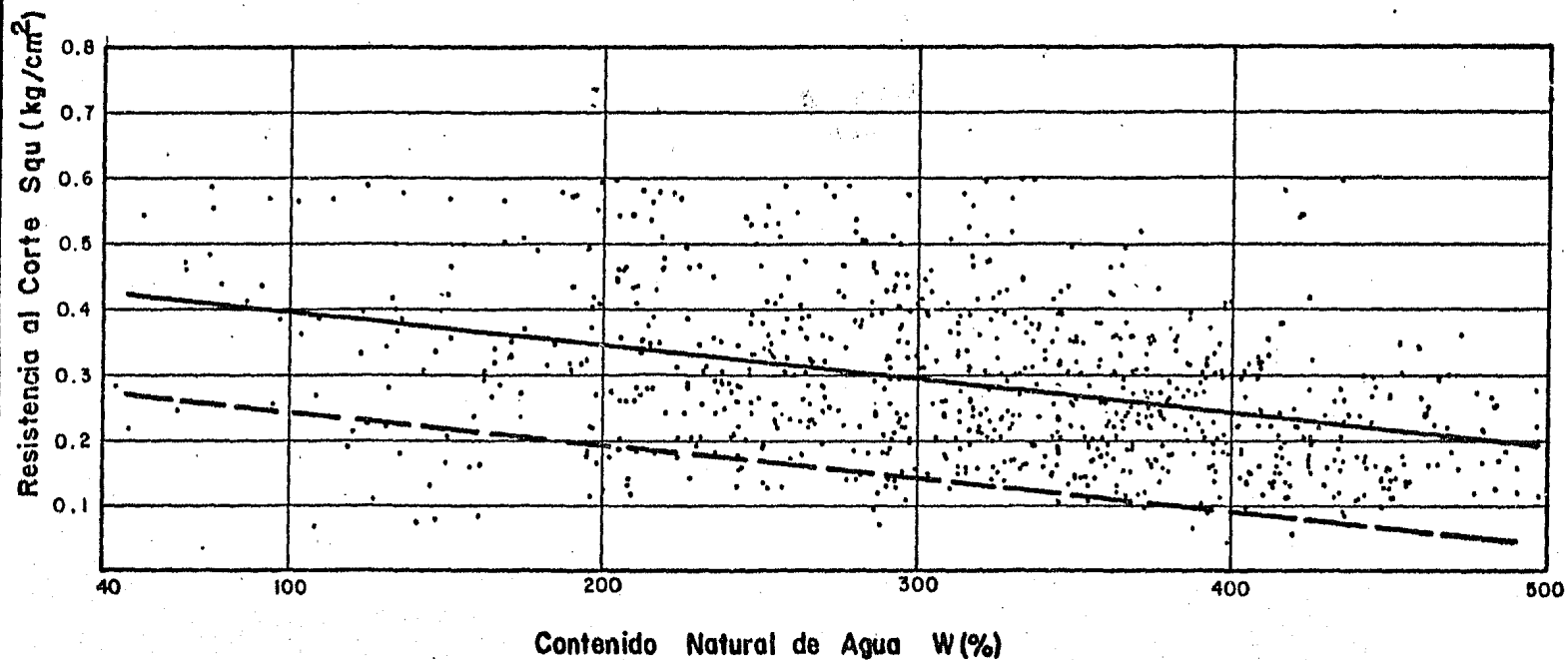


TABLA 4. Resistencia al Corte  $S_{cu}$ .

DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y TEXCOCO.

W (%)	$S_{cu}$ medio (kg/cm <sup>2</sup> )	$S_{cu\alpha}$ (desfavorable); $\alpha=0.10$ (kg/cm <sup>2</sup> )
50	0.42	0.27
75	0.41	0.25
100	0.39	0.24
125	0.38	0.23
150	0.37	0.21
175	0.35	0.20
200	0.34	0.19
225	0.33	0.17
250	0.31	0.16
275	0.30	0.15
300	0.29	0.13
325	0.27	0.12
350	0.26	0.11
375	0.25	0.10
400	0.23	0.08
425	0.22	0.07
450	0.21	0.06
475	0.19	0.04

## DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y TEXCOCO



—  $S_{qu} = 0.45 - 0.00053W_0$

- - -  $S_{qu} = 0.45 - 0.00053W_0 - 0.1517 \sqrt{1.001 + 1.2 \times 10^{-7} (W_0 - 316.52)^2}$ ;  $\alpha = 0.10$

COEFICIENTE DE CORRELACION  $r = -0.40$ ;  $\bar{W} = 316$

Fig. 23- CORRELACION ( $S_{qu}$ - $W$ )

DEPOSITOS LACUSTRES DE XOCHIMILCO Y CHALCO.

Considerando  $x = W\%$  e  $y = \text{Squ (Ton/ m}^2\text{)}$ , se con  
tó con los siguientes resultados

n =	325	;	de	41	Sondeos
$\Sigma x =$	70 641				
$\Sigma y =$	882.34				
$\Sigma x^2 =$	17 708 635.00				
$\Sigma y^2 =$	2 960.90				
$\Sigma xy =$	182 461.85				
$\bar{x} =$	217.36				

que substituyéndolos en las ecuaciones normales (14-II), --  
permítan obtener los siguientes resultados.

$$a = 0.36$$

$$b = -0.00039$$

por lo que la ecuación de mínimos cuadrados será:

$$y' = 0.36 - 0.00039 x$$

cuya representación gráfica, se muestra en la figura 24  
y en la tabla <sup>5</sup>, se indican diferentes valores de Squ  
para varios contenidos de agua W%. El coeficiente de correla  
ción correspondiente se calculó con la ecuación (23-II), resul  
tando  $r = -0.26$

Considerando  $x = W\%$  e  $y = \text{Squ}$  (Ton/m<sup>2</sup>) y sustituyendo los resultados consignados anteriormente en las ecuaciones (16-II), tenemos:

$$S_{xx} = 765\ 155\ 495.00$$

$$S_{yy} = 183\ 769.47$$

$$S_{xy} = 3\ 029\ 278.69$$

sustituyendo nuevamente en (15-II), se obtiene el error típico o estándar de la estimación

$$S_e = 1.2792$$

Para la obtención de la ecuación de valores desfavorables se requiere establecer el intervalo de confianza con el que se trabajará, el cual será en este caso del 90% o sea con un nivel de significancia  $\alpha = 0.10$

Haciendo uso de la tabla 2 del capítulo II, se obtiene  $t_{\alpha}$  para  $\nu = 324$  grados de libertad. En este caso  $t_{\alpha} = 1.3$

Sustituyendo ahora en (19-II); se tiene:

$$y_{\alpha} = 0.36 - 0.00039 X - 0.1640 \sqrt{1.003 + 4.2 \times 10^{-7} (X - 217.36)^2}$$

cuya representación gráfica se muestra en la figura 24 y en la tabla 5, se indican diferentes valores de  $\text{Squ}_{\alpha}$  para varios contenidos de agua  $W$  (%).

TABLA 5. Resistencia al Corte  $S_{qu}$

DEPOSITOS LACUSTRES DE XOCHIMILCO Y CHALCO.

W (%)	$S_{qu}$ medio ( $kg/cm^2$ )	$S_{qu_{\alpha}}$ desfavorable; $\alpha = 0.10$ ( $kg/cm^2$ )
50	0.34	0.17
75	0.33	0.16
100	0.32	0.15
125	0.31	0.14
150	0.30	0.13
175	0.29	0.12
200	0.28	0.11
225	0.27	0.10
250	0.26	0.09
275	0.25	0.08
300	0.24	0.07
325	0.23	0.06
350	0.22	0.05
375	0.21	0.04
400	0.20	0.03
425	0.19	0.02

## DEPOSITOS LACUSTRES DE XOCHIMILCO Y CHALCO

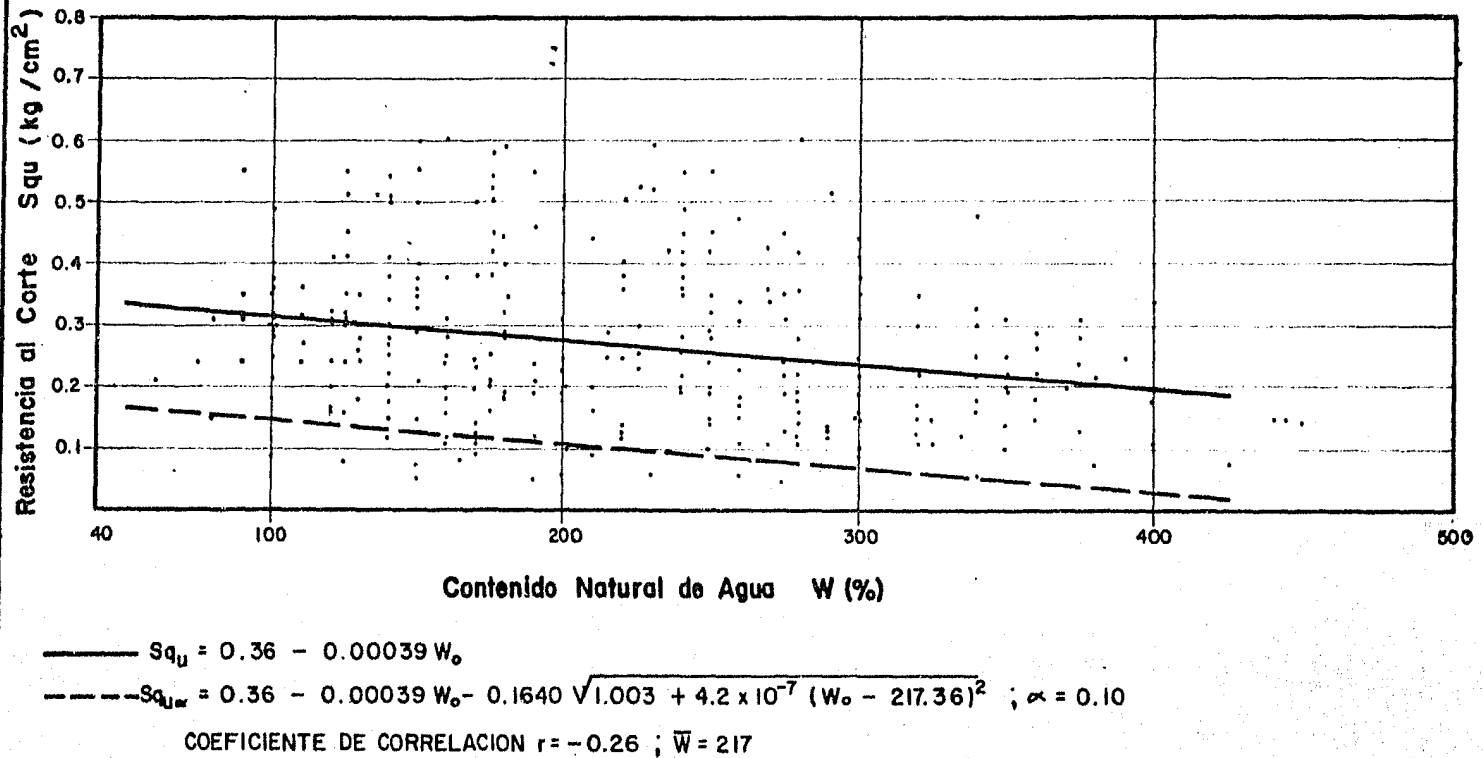


Fig.24.- CORRELACION ( Squ - W )

## C A P I T U L O. VI

### TRATAMIENTO ESTADISTICO DE LAS CARACTERISTICAS DE COMPRESIBILIDAD.

#### VI.1 Deformación en Suelos.

Una vez discutida la importancia que tiene el estudio de las características de deformabilidad de los suelos, y habiendo establecido los principios de la prueba de consolidación para tal efecto en el capítulo III, se abundará más sobre el particular para aclarar los conceptos allí mencionados y dar entrada al análisis estadístico a los materiales arcillosos, que constituyen las formaciones estudiadas.

La deformación de la mayoría de los suelos, aún bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales, además no se produce en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla con el transcurso del tiempo. El proceso de deformación de las arcillas tiene lugar casi completamente en un largo lapso posterior a la aplicación de la carga propiamente dicha. Otra diferencia entre los materiales estructurales y los suelos, estriba en el hecho de que en los primeros, la deformación es principalmente resultado de un cambio de forma, sin variación de volumen, mientras que en los suelos ambos fenómenos son importantes.

De esta manera, para suelos finos se tienen dos tipos de deformaciones: La compresión (o expansión) que es una deformación compuesta sólo por cambios de volumen, manteniendo la forma y la distorsión o deformación desviadora, que es el proceso por el que una masa de suelo cambia de forma, pero manteniendo su volumen constante.

Los procesos de deformación reales pueden siempre descomponerse en dos componentes: una volumétrica de la deformación y otra desviadora.

## VI.2 Consolidación.

Para fines prácticos se puede considerar que los suelos no tienen resistencia a la tensión, por lo que las características de deformación bajo compresión, son con mucho las de mayor interés. De hecho, las principales pruebas están diseñadas para someter las muestras de suelo a esfuerzos de compresión, -- tal es el caso de las pruebas de compresión triaxial y de la -- prueba de compresión simple.

Sin embargo, existe otro tipo de prueba de compresión, -- que es de suma importancia para la determinación de las características de compresibilidad de los suelos finos, llamada Prueba de Compresión Unidimensional o lo que es más común prueba de Consolidación.



Los depósitos de material muy suave, situados en el fondo de una masa de agua, por ejemplo un lago, reducen su volumen - conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas por sedimentación sucesiva. Así, a un proceso de disminución de volumen que tenga lugar en un lapso de tiempo, provocado por un aumento de -- cargas sobre el suelo, se le llama proceso de consolidación. Cuando en este proceso, el movimiento de las partículas de suelo ocurre sólo en dirección vertical, se presenta la consolidación unidimensional.

El hecho de que los desplazamientos horizontales de la arcilla sean o no nulos, dependerá de varios factores. Si el estrato de arcilla es relativamente delgado y se encuentra confinado por estratos de materiales rígidos, o si el estrato de arcilla, aun siendo grueso, contiene numerosas capas delgadas de arena, ocurre que la deformación lateral de la arcilla se restringe tanto que puede llegar a despreciarse, en comparación - con los desplazamientos verticales.

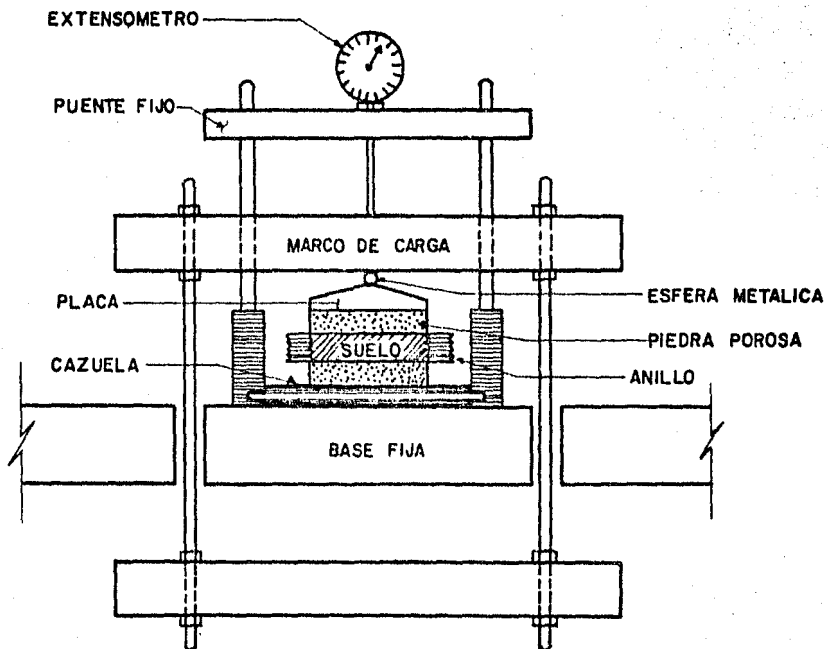
En estos casos, las características de la consolidación - de los estratos de arcilla, pueden investigarse cuantitativa-- mente con aproximación razonable, realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos -- del suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible. Se puede calcular de esta manera, la magnitud y la velocidad - de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.

### VI.2.1 Prueba de Consolidación Unidimensional.

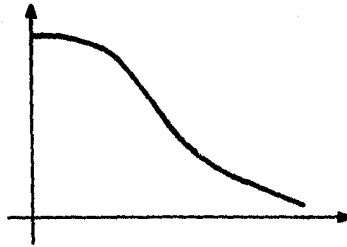
Una prueba de consolidación unidimensional estándar, se realiza sobre una muestra labrada en forma de cilindro con una pequeña altura en comparación con el diámetro de la sección. Esta muestra se coloca en el interior de un anillo, que generalmente es de bronce, el cual proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se coloca entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra las cuales permiten la consolidación del espécimen. El conjunto se coloca en un consolidómetro como el mostrado en la figura 25.

Por medio del marco mostrado en la figura, se aplican cargas a la muestra. Un extensómetro apoyado en dicho marco, permite llevar un registro de las deformaciones sufridas por el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada uno de ellos actúe el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

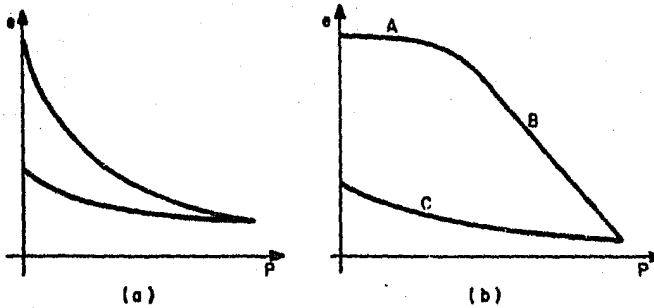
Con la aplicación de cada incremento de carga, se hacen lecturas en el extensómetro, conociendo de esta manera la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica, como la mostrada en la figura 26 a. Estas curvas se llaman curvas de consolidación y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado.



**Fig. 25.- DETALLE DE LA COLOCACION DE LA MUESTRA EN EL CONSOLIDOMETRO**



**Fig. 26. a** :- FORMA TIPICA DE LA CURVA DE CONSOLIDACION EN ARCILLA  
(Fuera de escala)



**Fig. 26. b** :- FORMA TIPICA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD EN SUELOS COMPRESIBLES  
a) Representación aritmética.  
b) Representación semilogarítmica

Ahora bien, una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, la relación de vacíos  $e$  disminuye con respecto al valor obtenido en la muestra al inicio de la prueba. De ésta manera, para cada incremento de carga aplicado, se obtiene al final un valor de la relación de vacíos y otro de la presión actuante  $p$  correspondiente.

Al final de la prueba, se cuenta con un conjunto de pares de valores (  $e - p$  ) que se pueden graficar obteniendo una curva de compresibilidad para toda la prueba. En la figura 26b - se muestran dos curvas de compresibilidad típicas en las formas que generalmente se presentan: representación aritmética y representación semilogarítmica.

En la representación semilogarítmica se pueden apreciar - los tres tramos que generalmente se definen en una curva de -- compresibilidad: El tramo curvo A con el que se inicia la -- carga, el B generalmente recto, con el que se llega al final - de la carga, y el C representativo de la segunda etapa o de -- descarga.,,

El tramo A suele llamarse "Tramo de Recompresión," en donde se obtiene la carga máxima que haya soportado el suelo durante su historia geológica; al rebasar este límite, en la rama B de la curva se representa el "Tramo Virgen", en donde se - observa el comportamiento del suelo ante presiones a las que - nunca había estado sometido. El "Tramo de Descarga" C , muestra el comportamiento del suelo ante el alivio paulatino de -- presión. De hecho, nunca se llega a recuperar la relación de vacíos inicial.

### VI.3 Parámetros de Compresibilidad y Teoría para el Cálculo de Asentamientos

En el capítulo III se explicaron las bases del criterio a utilizar para el cálculo de asentamientos, en base a los coeficientes de compresibilidad  $\gamma_v$  y de recompresion  $\gamma_p$ ; se verá a continuación la forma de calcular dichos parámetros, conjuntamente con la teoría para la obtención de la expresión (3-III) utilizada para el cálculo de asentamientos a largo plazo.

Si  $V$  es el volumen de una muestra de suelo, la cual ha sido consolidada por una presión isotrópica  $\sigma$ , mayor que la presión de consolidación  $\sigma_p$ , de modo que nos encontremos en el tramo virgen de una curva de compresibilidad y si  $dV$  representa un decremento infinitesimal en el volumen, producido por un incremento en la presión  $d\sigma$ , es posible postular la siguiente ley:

$$\frac{dV}{V} = -\gamma \frac{d\sigma}{\sigma}$$

En donde  $\gamma$  es un parámetro adimensional que representa una propiedad física del material.

Integrado la expresión anterior, se tiene:

$$\int_{V_1}^{V_2} \frac{dV}{V} = -\gamma \int_{\sigma_1}^{\sigma_2} \frac{d\sigma}{\sigma}$$

resultando

$$\ln V \Big|_{V_1}^{V_2} = -\gamma \ln \sigma \Big|_{\sigma_1}^{\sigma_2}$$

Si  $V_0$  es el volumen inicial y  $V$  el volumen final, correspondientes a  $\sigma_0$  y  $\sigma$  respectivamente obtenemos:

$$\ln V \Big|_{V_0}^V = -\gamma \ln \sigma \Big|_{\sigma_0}^{\sigma}$$

de donde:

$$\ln V - \ln V_0 = -\gamma [\ln \sigma - \ln \sigma_0]$$

Efectuando reducciones:

$$\ln \frac{V}{V_0} = -\gamma \ln \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad (1-VI)$$

$$\ln \frac{V}{V_0} = \ln \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma}$$

$$\frac{V}{V_0} = \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma} \quad (2-VI)$$

Con base en la ec. ( 1 - VI ) se puede obtener una expresión que nos permita determinar el parámetro  $\gamma$  con los datos - que nos proporcione una curva de compresibilidad, obtenida a - partir de una prueba de consolidación.

Tomando en cuenta, que una curva de compresibilidad resulta de graficar parejas de datos (  $\sigma$  ,  $e$  ), el problema consiste en relacionar la variación de volumen sufrida por la muestra - durante la prueba, con su respectiva relación de vacíos.

A saber, el volumen de una muestra está definido por el - volumen de su fase sólida, más el volumen de vacíos, es decir:

$$V = V_s + V_v$$

Si en la ec. ( 1-VI ) sustituimos  $\frac{V}{V_0}$  por  $\frac{V_s + V_v}{V_{s_0} + V_{v_0}}$

y si dividimos tanto el numerador como el denominador entre  $V_s$ , aceptando que el volumen de sólidos inicial permanece constante, tenemos:

$$\frac{\frac{V_s + V_v}{V_s}}{\frac{V_{s_0} + V_{v_0}}{V_s}} = \frac{1 + \frac{V_v}{V_s}}{1 + \frac{V_{v_0}}{V_s}} \quad ( 3-VI )$$



Recordando que la relación de vacíos está dada por  $e = \frac{V_v}{V_s}$  y sustituyendo esta relación en ( 3-VI ), quedará de la forma siguiente:

$$\frac{1 + \frac{V_v}{V_s}}{1 + \frac{V_{v_0}}{V_s}} = \frac{1 + e}{1 + e_0}$$

La expresión ( 1-VI ) puede entonces escribirse como sigue:

$$\ln \left( \frac{1 + e}{1 + e_0} \right) = -\gamma \ln \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)$$

despejando

$$\gamma = \frac{\ln \left( \frac{1 + e}{1 + e_0} \right)}{\ln \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)}$$

que es la expresión ( 2-III) mostrada en el capítulo III, en donde se comentó que puede ser válida tanto para el tramo de recompresión como para el tramo virgen, obteniéndose los correspondientes coeficientes de recompresión ( $\gamma_p$ ) y de compresibilidad ( $\gamma_v$ ).

Volviendo a la ec. ( 2 - VI ), si el incremento de volumen está dado por  $\Delta v = V - V_0$ , dicha expresión puede escribirse:

$$\frac{\Delta v}{V_0} = \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma} - 1 \quad (4-VI)$$

Para el caso particular de una prueba de consolidación unidimensional, en donde el decremento de volumen de una muestra está dado por el decremento en la altura de la misma, se pueden hacer las siguientes consideraciones:

Si  $dz$  es el espesor de un elemento de suelo compresible, sujeto a consolidación unidimensional:

$\frac{\Delta dz}{dz}$  es el decremento unitario en el volumen de la muestra, por lo que;

$$\frac{\Delta dz}{dz} = \frac{\Delta v}{V} \quad (5-VI)$$

A su vez, esta variación en el volumen, está dada por el correspondiente incremento en la presión vertical ejercida durante la prueba.

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_v} ; \quad \Delta \sigma_v = \text{presión vertical}$$

A partir de las expresiones (4-v<sub>1</sub>) y (5-v<sub>1</sub>) es posible encontrar una expresión para calcular el decremento en el volumen de una muestra sujeta a consolidación unidimensional, que no será otra cosa que el decremento en la altura de dicha muestra:

$$\frac{\Delta dz}{dz} = \frac{\Delta v}{v} ; \text{ de (4-v}_1\text{) }$$

$$\frac{\Delta dz}{dz} = \left( \frac{\sigma v}{\sigma v_0} \right)^{-\gamma} - 1 \text{ para presión vertical.}$$

Aceptando que  $\Delta \sigma v = \sigma v - \sigma v_0$  ;  $\sigma v = \Delta \sigma v + \sigma v_0$ ,  
por lo que:

$$\frac{\Delta dz}{dz} = \left( \frac{\Delta \sigma v + \sigma v_0}{\sigma v_0} \right)^{-\gamma} - 1$$

$$\frac{\Delta dz}{dz} = \left[ 1 + \frac{\Delta \sigma v}{\sigma v_0} \right]^{-\gamma} - 1$$

Extendiendo el resultado anterior a un estrado de suelo normalmente consolidado, de espesor H, limitado por z<sub>1</sub> y z<sub>2</sub> y despreciando las deformaciones horizontales, se tiene:

$$\Delta H = \int_{z_1}^{z_2} \left[ \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_{v_0}} \right)^{-\gamma} - 1 \right] dz ; \text{ de donde}$$

$$\Delta H = \left[ \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_{v_0}} \right)^{-\gamma} - 1 \right] H$$

Que es la expresión utilizada en el presente trabajo para el cálculo de asentamientos.

#### VI.4 Depósitos Lacustres de la Ciudad de México y el Lago de Texcoco.

Debido a que ya se mencionaron los aspectos más importantes de estas formaciones, y una vez establecido el criterio en el capítulo V.4 para el estudio conjunto de las mismas es posible abordar el tema en cuestión directamente.

Para poder utilizar el criterio estadístico establecido - en el capítulo III, y calcular los asentamientos a largo plazo de una estructura cimentada sobre una arcilla; es necesario conocer los coeficientes de recompresión  $\gamma_p$  y el de compresibilidad  $\gamma_v$  medios y poco probables para la zona de estudio.

Cabe aclarar, que se realizaron dos análisis, uno considerando los parámetros de compresibilidad  $\gamma_p$  y  $\gamma_v$  como variables aleatorias independientes y otro correlacionando ambos parámetros con el contenido natural de agua  $W$  (%).

Para ambos casos, se utilizaron 153 datos de  $\gamma_p$  y  $\gamma_v$  respectivamente, obtenidos de otras tantas curvas de compresibilidad correspondientes a 48 sondeos. Dichos parámetros se calcularon por medio de la expresión (2-III), ya estudiada en este capítulo.

## VI.5 Depósitos Lacustres de Xochimilco y Chalco.

En este caso, los análisis se efectuaron con el mismo criterio señalado en el punto anterior, contando con 52 curvas, correspondientes a 23 sondeos.

Los análisis estadísticos, así como sus resultados, se muestran en las memorias y figuras adjuntas. En ambos casos, se trabajó con un nivel de significancia del 10%, esto es, se consideró que en la obtención de los valores desfavorables de  $\Upsilon_p$  y  $\Upsilon_v$  se corre un riesgo del 10% de tener un valor mayor.

DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y TEXCOCO.

Considerando  $x = W\%$  e  $y = Y_p$  ; se con  
tó con los siguientes resultados

n =	153	de 47	Sondeos
$\Sigma x =$	52 280.60		
$\Sigma y =$	4.21		
$\Sigma x^2 =$	19 023 681.44		
$\Sigma y^2 =$	0.15		
$\Sigma xy =$	1 472.05		
$\bar{x} =$	341.70		

que substituyéndolos en las ecuaciones normales (14-II), --  
permiten obtener los siguientes resultados

$$a = 0.018 \qquad b = 0.000027$$

por lo que la ecuación de mínimos cuadrados será:

$$y' = 0.018 + 0.000027 x$$

cuya representación gráfica, se muestra en la figura 27  
y en la tabla 6 se indican diferentes valores de  $Y_p$   
para varios contenidos de agua  $W\%$ . El coeficiente de correla--  
ción correspondiente se calculó con la ecuación (23-II), resul--  
tando  $r = 0.14$

Considerando  $x = W\%$  e  $y = Y_p$  y sustituyen do los resultados consignados anteriormente en las ecuaciones (16-II), tenemos:

$$\begin{aligned} S_{xx} &= 177\ 362\ 124.00 \\ S_{yy} &= \quad \quad \quad 6.46 \\ S_{xy} &= \quad \quad \quad 4\ 878.20 \end{aligned}$$

sustituyendo nuevamente en (15-II), se obtiene el error típico o estándar de la estimación:

$$S_e = 0.0165$$

Para la obtención de la ecuación de valores desfavorables se requiere establecer el intervalo de confianza con el que se trabajará, el cual será en este caso del 90% o sea con un nivel de significancia  $\alpha = 0.10$

Haciendo uso de la tabla 2 del capítulo II, se obtiene  $t_{\alpha}$  para  $\nu = 152$  grados de libertad. En este caso  $t_{\alpha} = 1.28$

Sustituyendo ahora en (19-II); se tiene:

$$y_{\alpha} = 0.018 + 0.000027 X + 0.0212 \sqrt{1.006 + 8.6 \times 10^{-7} (X-341.7)^2}$$

cuya representación gráfica se muestra en la figura 27 y en la tabla 6, se indican diferentes valores de  $Y_{p\alpha}$  para varios contenidos de agua  $W$  (%).

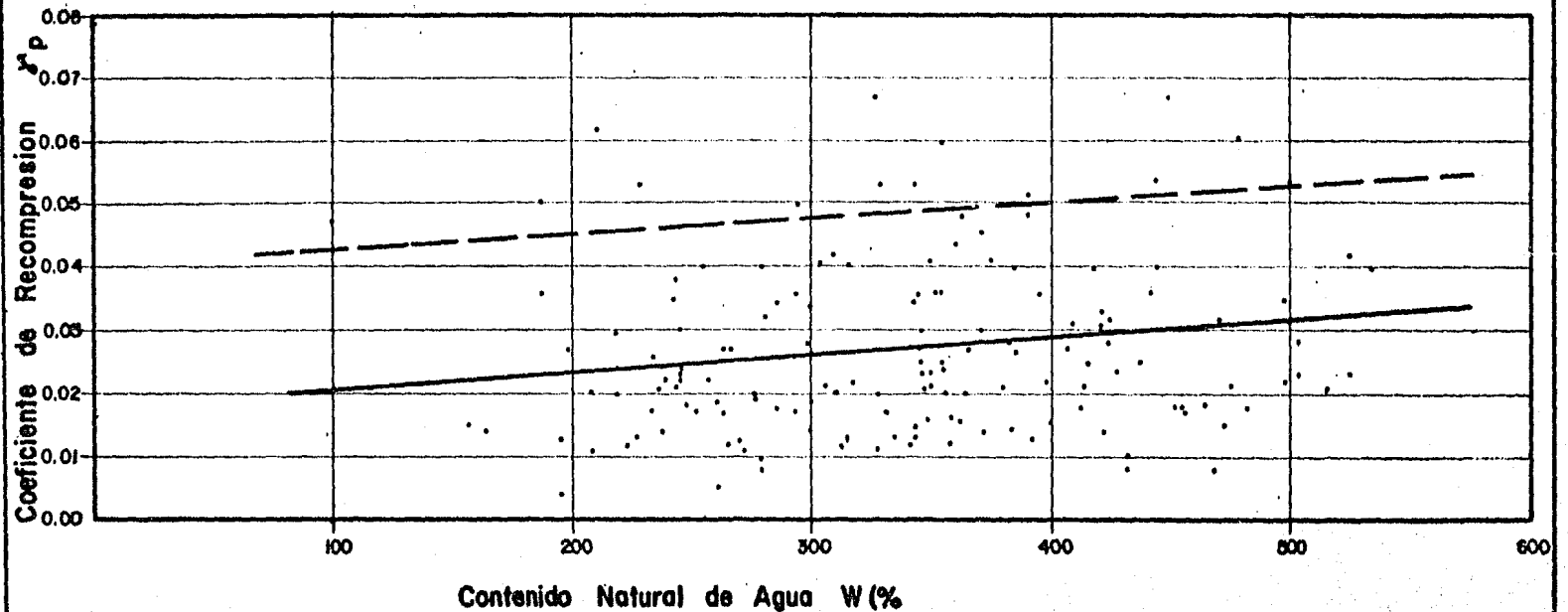


TABLA 6. Coeficiente de recompresión  $\gamma_p$

DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y TEXCOCO.

W (%)	$\gamma_p$ (medio)	$\gamma_{p\alpha}; \alpha = 0.10$ (desfavorable)
50	0.0195	0.0415
75	0.0202	0.0421
100	0.0209	0.0427
125	0.0216	0.0433
150	0.0223	0.0439
175	0.0230	0.0445
200	0.0236	0.0451
225	0.0243	0.0457
250	0.0250	0.0464
275	0.0257	0.0470
300	0.0264	0.0477
325	0.0271	0.0484
350	0.0278	0.0490
375	0.0285	0.0497
400	0.0292	0.0505
425	0.0298	0.0512
450	0.0305	0.0519
475	0.0312	0.0526

## DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y TEXCOCO



—————  $\delta_p = 0.018 + 0.000027 W_0$

- - - - -  $\delta_{p_{\alpha}} = 0.018 + 0.000027 W_0 + 0.0212 \sqrt{1.006 + 8.6 \times 10^{-7} (W_0 - 341.7)^2}$ ;  $\alpha = 0.10$

COEFICIENTE DE CORRELACION  $r = 0.14$  ;  $\bar{W} = 342\%$

Fig. 27. - CORRELACION ( $\delta_p - W$ )

DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y TEXCOCO.

Considerando  $x = W\%$  e  $y = \gamma_v$ , se con-  
t6 con los siguientes resultados

n =	153			
$\Sigma x =$	52 280.60	;	de 47	Sondeos
$\Sigma y =$	58.97			
$\Sigma x^2 =$	19 023 681.44			
$\Sigma y^2 =$	24.42			
$\Sigma xy =$	20 439.04			
$\bar{x} =$	341.70			

Que substituyéndolos en las ecuaciones normales (14-II), --  
permiten obtener los siguientes resultados

$$a = 0.3000 \qquad b = 0.00025$$

por lo que la ecuación de mínimos cuadrados será:

$$y' = 0.3000 + 0.00025 X$$

cuya representación gráfica, se muestra en la figura 28  
y en la tabla 7, se indican diferentes valores de  $\gamma_v$   
para varios contenidos de agua  $W\%$ . El coeficiente de correla--  
ción correspondiente se calculó con la ecuación (23-II), resul-  
tando  $r = 0.21$

Considerando  $x = W\%$  e  $y = Y_v$  y sustituyendo los resultados consignados anteriormente en las ecuaciones -- (16-II), tenemos:

$$\begin{aligned} S_{xx} &= 177\ 362\ 124.00 \\ S_{yy} &= 259.72 \\ S_{xy} &= 44\ 300.88 \end{aligned}$$

sustituyendo nuevamente en (15-II), se obtiene el error típico o estándar de la estimación

$$S_e = 0.1037$$

Para la obtención de la ecuación de valores desfavorables se requiere establecer el intervalo de confianza con el que se trabajará, el cual será en este caso del 90% o sea con un nivel de significancia  $\alpha = 0.10$

Haciendo uso de la tabla 2 del capítulo II, se obtiene --  $t_{\alpha}$  para  $\nu = 152$  grados de libertad. En este caso  $t_{\alpha} = 128$ .

Sustituyendo ahora en (19-II); se tiene:

$$Y_{\alpha} = 0.3000 + 0.00025 X + 0.1329 \sqrt{1.006 + 8.6 \times 10^{-7} (X-341.70)}$$

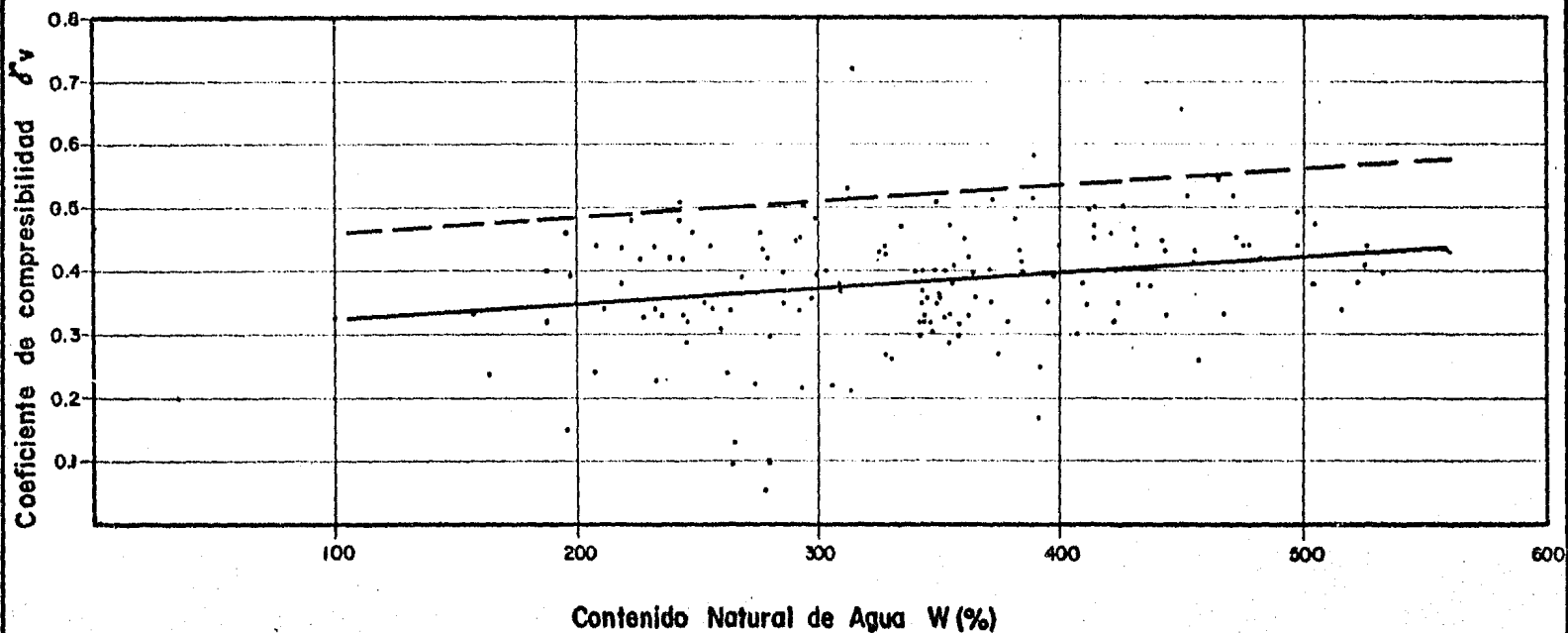
cuya representación gráfica se muestra en la figura 28 y en la tabla 7, se indican diferentes valores de  $Y_{v_{\alpha}}$  para varios contenidos de agua  $W$  (%).

TABLA 7 Coeficiente de compresibilidad  $\gamma_v$ .

DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y TEXCOCO.

W (%)	$\gamma_v$ (medio)	$\gamma_{vt}$ ; $\alpha = 0.1$ (desfavorable)
50	0.3125	0.4506
75	0.3188	0.4561
100	0.3250	0.4617
125	0.3313	0.4673
150	0.3375	0.4729
175	0.3438	0.4787
200	0.3500	0.4845
225	0.3563	0.4904
250	0.3625	0.4963
275	0.3687	0.5023
300	0.3750	0.5084
325	0.3812	0.5146
350	0.3875	0.5208
375	0.3937	0.5271
400	0.4000	0.5335
425	0.4062	0.5399
450	0.4125	0.5465
475	0.4187	0.5530

## DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y TEXCOCO



—————  $\gamma_v = 0.3000 + 0.00025 W_0$

-----  $\gamma_w = 0.3000 + 0.00025 W_0 + 0.1329 \sqrt{1.006 + 8.6 \times 10^{-7} (W_0 - 341.70)^2}$ ;  $\alpha = 0.10$

COEFICIENTE DE CORRELACION  $r = 0.21$  ;  $W = 342\%$

Fig. 28 = CORRELACION ( $\gamma_v - W$ )

DEPOSITOS LACUSTRES DE XOCHIMILCO Y CHALCO.

Considerando  $x = W\%$  e  $y = Y_p$  ; se con  
tó con los siguientes resultados

$n = 49$  ; de 23 Sondeos  
 $\Sigma x = 9\ 633.45$   
 $\Sigma y = 0.93$   
 $\Sigma x^2 = 2\ 412\ 368.90$   
 $\Sigma y^2 = 0.03$   
 $\Sigma xy = 194.58$   
 $\bar{x} = 196.60$

que sustituyéndolos en las ecuaciones normales (14-II), --  
permítén obtener los siguientes resultados

$$a = 0.01466 \quad ; \quad b = 0.000022$$

por lo que la ecuación de mínimos cuadrados será:

$$y' = 0.01466 + 0.000022 X$$

cuya representación gráfica, se muestra en la figura 29  
y en la tabla 8 , se indican diferentes valores de  $Y_p$   
para varios contenidos de agua  $W\%$ . El coeficiente de correla-  
ción correspondiente se calculó con la ecuacion (23-II), resul  
tando  $r = 0.18$

Considerando  $x = W\%$  e  $y = Y_p$  y sustituyendo los resultados consignados anteriormente en las ecuaciones - (16-II), tenemos:

$$\begin{aligned} S_{xx} &= 25\ 402\ 717.20 \\ S_{yy} &= 0.38 \\ S_{xy} &= 562.01 \end{aligned}$$

sustituyendo nuevamente en (15-II), se obtiene el error típico o estándar de la estimación

$$S_e = 0.0126$$

Para la obtención de la ecuación de valores desfavorables se requiere establecer el intervalo de confianza con el que se trabajará, el cual será en este caso del 90% o sea con un nivel de significancia  $\alpha = 0.10$

Haciendo uso de la tabla 2 del capítulo II, se obtiene  $t_\alpha$  para,  $v = 48$  grados de libertad. En este caso  $t_\alpha = 1.3$

Sustituyendo ahora en (19-II); se tiene:

$$y_\alpha = 0.01466 + 0.000022X + 0.01617 \sqrt{1.02 + 1.93 \times 10^{-6}(X-196.6)^2}$$

cuya representación gráfica se muestra en la figura 29 y en la tabla 8 , se indican diferentes valores de  $Y_{p_\alpha}$  para varios contenidos de agua W (%).

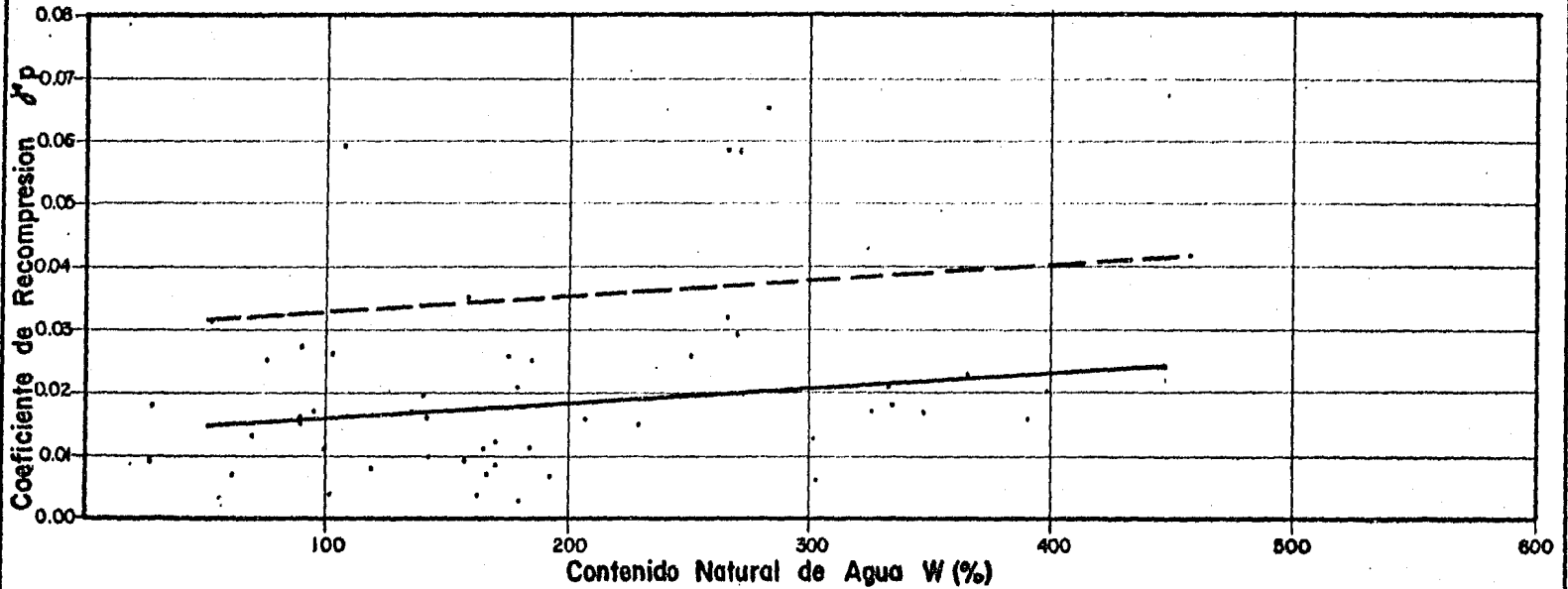


TABLA 8. Coeficiente de recompresión  $\gamma_p$ .

DEPOSITOS LACUSTRES DE XOCHIMILCO Y CHALCO.

W (%)	$\gamma_p$ (medio)	$\gamma_{p_\alpha}$ ; $\alpha = 0.10$ (desfavorable)
50	0.0158	0.0324
75	0.0163	0.0329
100	0.0169	0.0334
125	0.0174	0.0338
150	0.0180	0.0344
175	0.0185	0.0349
200	0.0191	0.0354
225	0.0196	0.0360
250	0.0202	0.0366
275	0.0207	0.0372
300	0.0213	0.0378
325	0.0218	0.0384
350	0.0224	0.0391
375	0.0229	0.0398
400	0.0235	0.0405
425	0.0241	0.0412

## DEPOSITOS LACUSTRES DE XOCHIMILCO Y CHALCO



—  $\gamma_p = 0.01466 + 0.000022 W_0$

- - -  $\gamma_{p\alpha} = 0.01466 + 0.000022 W_0 + 0.01617 \sqrt{1.02 + 1.93 \times 10^{-6} (W_0 - 196.6)^2}$ ;  $\alpha = 0.10$

COEFICIENTE DE CORRELACION  $r = 0.18$  ;  $\bar{W} = 197\%$

Fig.29.- CORRELACION ( $\gamma_p - W$ )

DEPOSITOS LACUSTRES DE XOCHIMILCO Y CHALCO.

Considerando  $x = W\%$  e  $y = \gamma_v$  ; se contó con los siguientes resultados

n =	52	; de	23	Sondeos
$\Sigma x =$	10 673.45			
$\Sigma y =$	19.61			
$\Sigma x^2 =$	2 780 210.90			
$\Sigma y^2 =$	9.11			
$\Sigma xy =$	4 575.57			
$\bar{x} =$	205.26			

que sustituyéndolos en las ecuaciones normales (14-II), --  
 permiten obtener los siguientes resultados

$$a = 0.18544$$

$$b = 0.000934$$

por lo que la ecuación de mínimos cuadrados será:

$$y' = 0.18544 + 0.000934 X$$

cuya representación gráfica, se muestra en la figura 30  
 y en la tabla 9 , se indican diferentes valores de  $\gamma_v$   
 para varios contenidos de agua  $W\%$ . El coeficiente de correlación correspondiente se calculó con la ecuación (23-II), resultando  $r = 0.55$

Considerando  $x = W\%$  e  $y = \gamma_V$  y sustituyendo los resultados consignados anteriormente en las ecuaciones (16-II), tenemos:

$$\begin{aligned} S_{xx} &= 30\ 648\ 431.80 \\ S_{yy} &= 88.91 \\ S_{xy} &= 28\ 621.07 \end{aligned}$$

sustituyendo nuevamente en (15-II), se obtiene el error típico o estándar de la estimación

$$S_e = 0.1547$$

Para la obtención de la ecuación de valores desfavorables se requiere establecer el intervalo de confianza con el que se trabajará, el cual será en este caso del 90% o sea con un nivel de significancia  $\alpha = 0.10$ .

Haciendo uso de la tabla 2 del capítulo II, se obtiene  $t_{\alpha}$  para  $\nu = 51$  grados de libertad. En este caso  $t_{\alpha} = 1.3$

Sustituyendo ahora en (19-II); se tiene:

$$y_{\alpha} = 0.18544 + 0.000934 X + 0.1982 \sqrt{1.019 + 1.7 \times 10^{-6} (X - 205.3)^2}$$

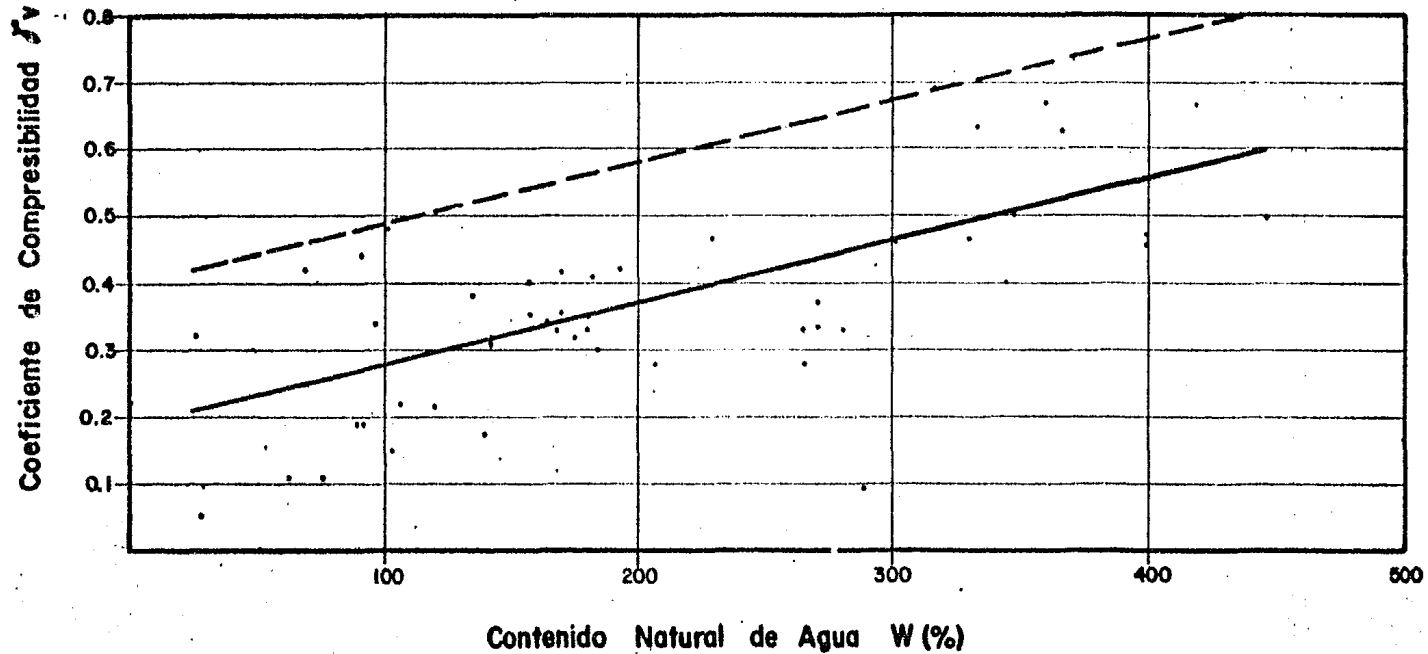
cuya representación gráfica se muestra en la figura 30 y en la tabla 9, se indican diferentes valores de  $\gamma_{V\alpha}$  para varios contenidos de agua  $W (\%)$ .

TABLA 9. Coeficiente de Compresibilidad  $\gamma_v$

DEPOSITOS LACUSTRES DE XOCHIMILCO Y CHALCO.

W ( % )	$\gamma_v$ (medio)	$\gamma_{v_\alpha}$ ; $\alpha = 0.10$ (desfavorable)
50	0.2321	0.4363
75	0.2554	0.4584
100	0.2788	0.4808
125	0.3021	0.5034
150	0.3255	0.5262
175	0.3488	0.5492
200	0.3722	0.5724
225	0.3955	0.5958
250	0.4189	0.6194
275	0.4422	0.6432
300	0.4656	0.6672
325	0.4889	0.6915
350	0.5122	0.7159
375	0.5356	0.7405
400	0.5589	0.7654
425	0.5823	0.7904

## DEPOSITOS LACUSTRES DE XOCHIMILCO Y CHALCO



—————  $\gamma_v = 0.18544 + 0.000934 W_0$

-----  $\gamma_{w_0} = 0.18544 + 0.000934 W_0 + 0.1982 \sqrt{1.019 + 1.7 \times 10^{-6} (W_0 - 205.3)^2}$  ;  $\alpha = 0.10$

COEFICIENTE DE CORRELACION  $r = 0.55$  ;  $W = 205\%$

Fig. 30.- CORRELACION. ( $\gamma_v - W$ )

DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y TEXCOCO.

Análisis de  $\gamma_p$  considerándolo como una variable aleatoria independiente.

De los datos disponibles, se obtuvo el histograma mostrado en la figura 31, adicionalmente, se tienen los siguientes resultados.

n = 153  
 $\bar{x} = 0.02754$   
 $s_x = 0.01656$   
De (9-II)

$$\chi^2 = \frac{(n-1)S^2}{\sigma^2}$$

Pero como  $n > 30$ ; es posible calcular aproximadamente  $\chi^2$  a partir de la variable aleatoria estandarizada Z, suponiendo una población normal, por lo que, para estimar un valor medio de  $\sigma^2$ , se tiene  $Z = 0$ , equivalente a  $\alpha = 0.5$  para  $\chi^2$ . Sustituyendo en (11-II)

$$\chi^2 = \frac{1}{2} (0 + \sqrt{2 \cdot 152 - 1})^2 = 151.50$$

y de (9-II)

$$\sigma^2 = \frac{(152) (0.00027778)}{151.50} = 0.0002787$$

La relación entre medias de muestra y población, está dada por ( 7-II ), en donde para estimar un valor medio de  $\mu$ ,  $z = 0$ , por lo que se puede trabajar con  $\bar{x} = \mu$  y de acuerdo con (6-II),

$$x = \sigma \cdot z + \mu$$

para un 90% de probabilidad de que  $x$ , sea máxima, de la tabla 1,  $z = 1.28$ ; sustituyendo se tiene

$$x = (0.01669) 1.28 + 0.02754$$

$$x = 0.04892$$

que es un valor alto (desfavorable) del coeficiente de recompresión  $\gamma_p$ . tabla 10.



DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y  
TEXCOCO

Análisis de Yv considerándolo como una variable aleatoria inde-  
pendiente.

De los datos disponibles, se obtuvo el histograma muestra-  
do en la figura 31, adicionalmente, se tienen los siguien-  
tes resultados.

$$n = 153$$

$$\bar{x} = 0.3854$$

$$s_x = 0.1056$$

De (9-II)

$$\chi^2 = \frac{(n-1)S^2}{\sigma^2}$$

Pero como  $n > 30$ ; es posible calcular aproximadamente  $\chi^2$   
a partir de la variable aleatoria estandarizada Z, suponiendo  
una población normal, por lo que, para estimar un valor medio  
de  $\sigma^2$ , se tiene  $Z = 0$ , equivalente a  $\alpha = 0.5$  para  $\chi^2$ . Sus-  
tituyendo en (11-II)

$$\chi^2 = \frac{1}{2} (0 + \sqrt{2(152) - 1})^2 = 151.50$$

y de (9-II)

$$\sigma^2 = \frac{(152)(0.011168)}{151.50} = 0.01120$$

La relación entre medias de muestra y población, está dada por ( 7-II ), en donde para estimar un valor medio de  $\mu$ ,  $Z = 0$ , por lo que se puede trabajar con  $\bar{x} = \mu$  y de acuerdo con (6-II),

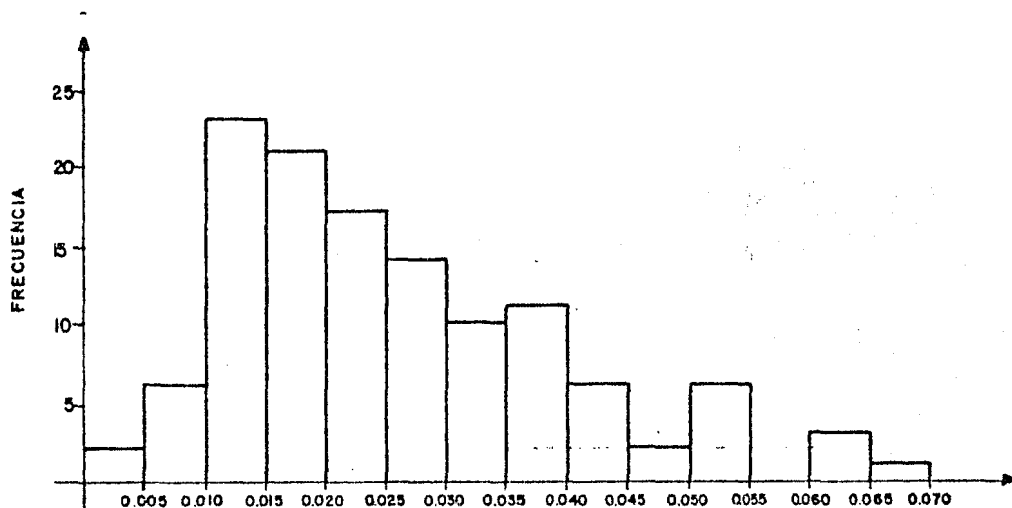
$$x = \sigma \cdot z + \mu$$

para un 90% de probabilidad de que  $x$ , sea máxima, de la - tabla 1,  $z = 1.28$ ; sustituyendo se tiene

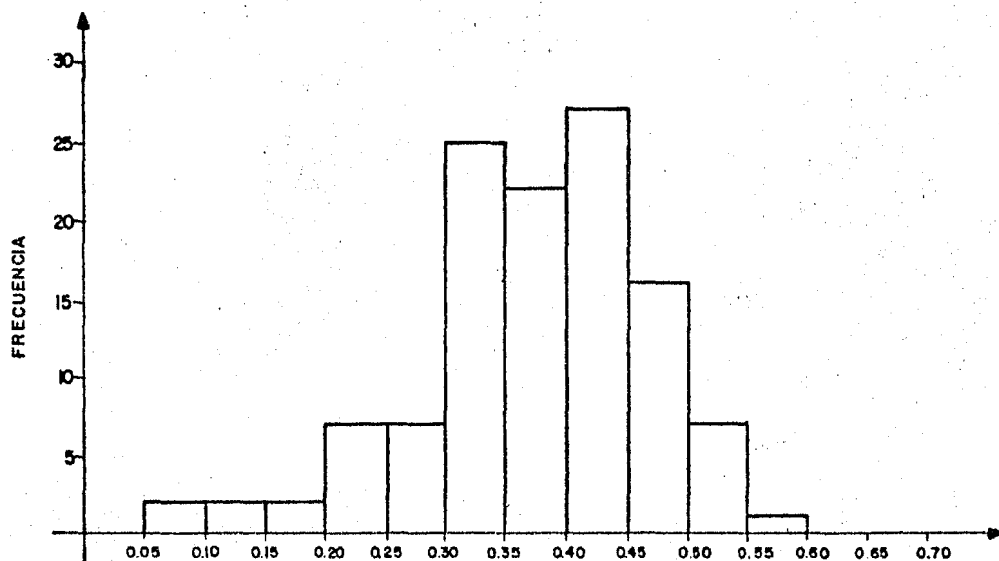
$$x = (0.1058) (1.28) + 0.3854$$

$$x = 0.5209$$

que es un valor alto (desfavorable) del coeficiente de compresibilidad  $\gamma_v$  . tabla 10.



a) :- HISTOGRAMA DE LOS VALORES DEL COEFICIENTE DE RECOMPRESION  $\gamma_p$



b) :- HISTOGRAMA DE LOS VALORES DEL COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD  $\gamma_v$

Fig. 31 :- HISTOGRAMAS DE  $\gamma_p$  Y  $\gamma_v$  PARA LOS DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y TEXCOCO

TABLA 10. Parámetros de Compresibilidad.

(Resultado del análisis considerándolos como una variable aleatoria independiente).

DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y TEXCOCO.

Coefficiente de recompresión  $\gamma_p$ .

Valor medio = 0.02754

Valor desfavorable = 0.04892

Coefficiente de compresibilidad  $\gamma_v$ .

Valor medio = 0.38541

Valor desfavorable = 0.52090

DEPOSITOS LACUSTRES DE XOCHIMILCO Y CHALCO.

Análisis de  $y_p$  considerándolo como una variable aleatoria independiente.

De los datos disponibles, se obtuvo el histograma mostrado en la figura 32, adicionalmente, se tienen los siguientes resultados.

$$n = 52$$

$$\bar{x} = 0.019$$

$$s_x = 0.127$$

De (9-II)

$$\chi^2 = \frac{(n-1)S^2}{\sigma^2}$$

Pero como  $n > 30$ ; es posible calcular aproximadamente  $\chi^2$  a partir de la variable aleatoria estandarizada  $Z$ , suponiendo una población normal, por lo que, para estimar un valor medio de  $\sigma^2$ , se tiene  $Z = 0$ , equivalente a  $\alpha = 0.5$  para  $\chi^2$ . Sustituyendo en (11-II)

$$\chi^2 = \frac{1}{2} (0 + \sqrt{2(51) - 1})^2 = 50.5$$

y de (9-II)

$$\sigma^2 = \frac{51 (0.00016)}{50.5} = 0.00016$$

La relación entre medias de muestra y población, está dada por ( 7-II ), en donde para estimar un valor medio de  $\mu$ ,  $Z = 0$ , por lo que se puede trabajar con  $\bar{x} = \mu$  y de acuerdo con (6-II),

$$x = \sigma \cdot z + \mu$$

para un 90% de probabilidad de que  $x$ , sea máxima, de la tabla 1,  $z = 1.28$ ; sustituyendo se tiene

$$x = (0.01276) (1.28) + 0.019$$
$$x = 0.03533$$

que es un valor alto (desfavorable) del coeficiente de recompresión  $\gamma_p$  . tabla 11

DEPOSITOS LACUSTRES DE XOCHIMILCO Y CHALCO.

Análisis de  $\chi^2$  considerándolo como una variable aleatoria independiente

De los datos disponibles, se obtuvo el histograma mostrado en la figura 32, adicionalmente, se tienen los siguientes resultados.

$n = 52$   
 $\bar{x} = 0.3771$   
 $s_x = 0.1831$   
De (9-II)

$$\chi^2 = \frac{(n-1) s^2}{\sigma^2}$$

Pero como  $n > 30$ ; es posible calcular aproximadamente  $\chi^2$  a partir de la variable aleatoria estandarizada Z, suponiendo una población normal, por lo que, para estimar un valor medio de  $\sigma^2$ , se tiene  $Z = 0$ , equivalente a  $\alpha = 0.5$  para  $\chi^2$ . Sustituyendo en (11-II)

$$\chi^2 = \frac{1}{2} ( 0 + \sqrt{2 (51) - 1} )^2 = 50.5$$

y de (9-II)

$$\sigma^2 = \frac{51 (0.03352)}{50.5} = 0.03385$$

La relación entre medias de muestra y población, está dada por ( 7-II ), en donde para estimar un valor medio de  $\mu$ ,  $z = 0$ , por lo que se puede trabajar con  $\bar{x} = \mu$  y de acuerdo con (6-II)

$$x = \sigma.z + \mu$$

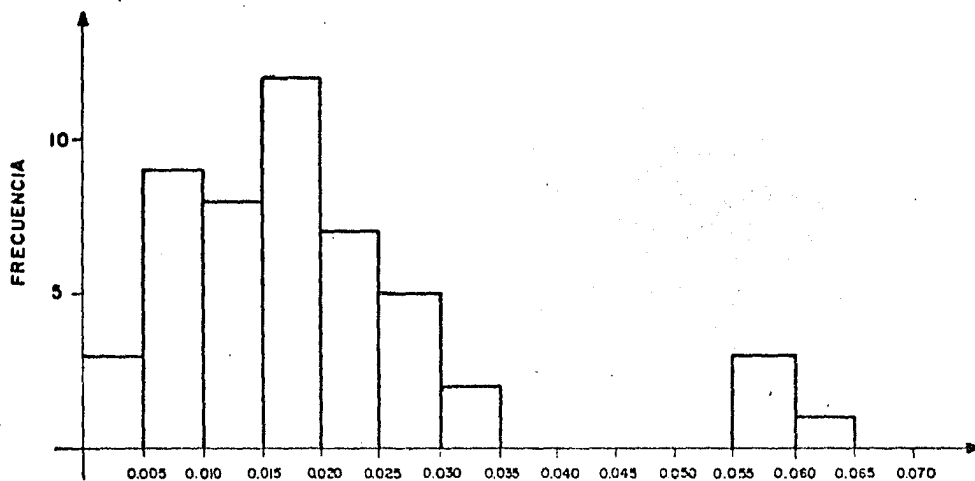
para un 90% de probabilidad de que  $x$ , sea máxima, de la tabla 1,  $z = 1.28$ ; sustituyendo se tiene

$$x = (0.1839) (1.28) + 0.3771$$

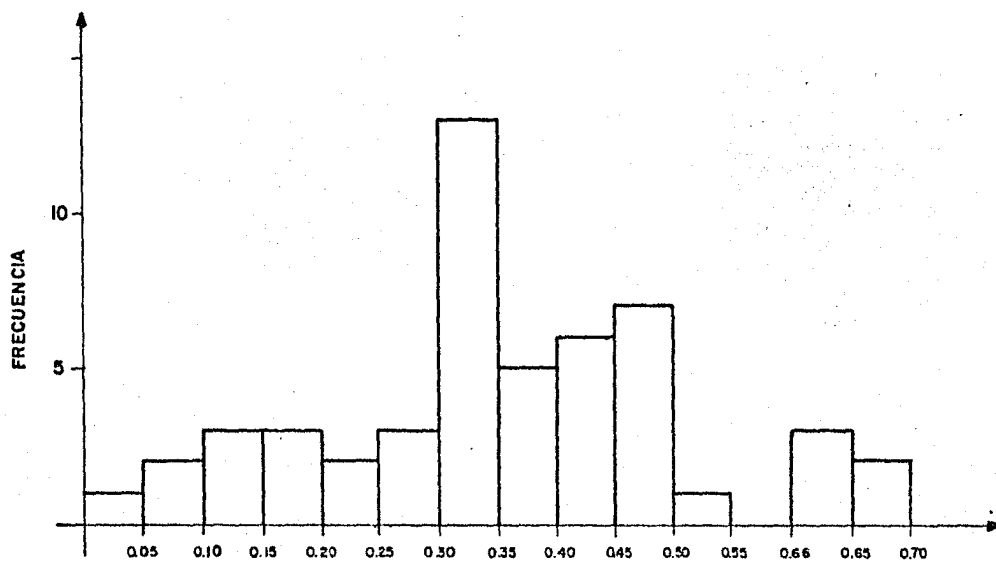
$$x = 0.6125$$

que es un valor alto (desfavorable) del coeficiente de compresibilidad  $\gamma_v$ , tabla 11





a) :- HISTOGRAMA DE LOS VALORES DEL COEFICIENTE DE RECOMPRESION  $\gamma_p$



b) :- HISTOGRAMA DE LOS VALORES DEL COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD  $\gamma_v$

Fig.32 :- HISTOGRAMAS DE  $\gamma_p$  Y  $\gamma_v$  PARA LOS DEPOSITOS LACUSTRES DE CHALCO Y XOCHIMILCO

TABLA 11. Parámetros de Compresibilidad.

(Resultado del análisis considerándolos como una variable aleatoria independiente).

DEPOSITOS LACUSTRES DE XOCHIMILCO Y CHALCO.

Coefficiente de recompresión  $\gamma_p$ .

Valor medio = 0.01900

Valor desfavorable = 0.03533

Coefficiente de compresibilidad  $\gamma_v$ .

Valor medio = 0.37712

Valor desfavorable = 0.61250

## C A P I T U L O .     V I I .

### TRATAMIENTO ESTADISTICO DE PESOS VOLUMETRICOS.

Cuando por alguna razón se recurre al empleo de parámetros de resistencia y Compresibilidad obtenidos a partir de un análisis estadístico, como los efectuados en los dos capítulos anteriores, es posible que se requiera de datos adicionales característicos del suelo en estudio, que complementen los cálculos realizados; tal es el caso del peso volumétrico natural  $\gamma_m$ , el cual se puede obtener en el laboratorio y que en general forma parte de las pruebas de compresión simple o compresión triaxial.

Es por esto, que se consideró útil aprovechar los datos con que se contó en las pruebas de compresión simple, para efectuar un tratamiento estadístico de los pesos volumétricos naturales  $\gamma_m$  y de paso utilizarlos posteriormente en los ejemplos (cap. VIII).

El análisis consistió en la correlación de dichos pesos volumétricos con el contenido de agua  $W\%$ , en base al método de mínimos cuadrados (cap. II); sin embargo, para este caso no se obtuvieron valores desfavorables, debido a la relativa poca dispersión de los valores tratados.

Como se puede ver en las dos figuras siguientes, correspondientes a las gráficas (  $Y_m - W\%$  ) para las formaciones lacustres de la Ciudad de México y Texcoco y para Chalco y Xochimilco respectivamente, la relación obtenida no corresponde a una línea recta, aproximándose los datos a una curva de potencias, cuya ecuación es del tipo  $y = a x^b$ : en donde "y" representa la variable dependiente representada por el peso volumétrico y "x" representa el contenido de agua  $W\%$ , como variable independiente.

Al igual que en los dos capítulos anteriores, el análisis se remitió a la solución de las ecuaciones normales (14-II), - pero sustituyendo en este caso "x" e "y" por " $\ln x$ " y " $\ln y$ ", ob-  
teniendo como resultado  $A = \ln a$  y "b".

Cabe aclarar que se realizaron otros dos tipos de aproximaciones: logarítmica y exponencial, cuyas ecuaciones son del tipo  $y = a + b \ln x$ ; y  $y = a e^{bx}$  respectivamente; sin embargo, los resultados obtenidos a partir de una relación potencial -- son los que presentaron una mejor aproximación, estimada en base al coeficiente de correlación, dado por la expresión (23-II).

El análisis y resultados, se consignan en las memorias - y figuras siguientes:

## DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y TEXCOCO.

Contando con 369 datos de 91 sondeos, y considerando  $x = W (\%)$  e  $y = Y_m$ ; se realizó la siguiente transformación, necesaria para llevar a cabo el análisis de una aproximación potencial.

Ecuación de mínimos cuadrados

$$Y' = A + bX \quad ( 1-VII )$$

Ecuación de aproximación

$$y' = a x^b$$

en donde:

$$A = \ln a \quad ; \text{ además}$$

$$X = \ln x \quad ; Y = \ln y$$

Efectuando el tratamiento de los datos disponibles, resulta:

$$\Sigma X = 103.469$$

$$\Sigma X^2 = 571.573$$

$$\Sigma Y = 3.717$$

$$\Sigma Y^2 = 0.919$$

$$\Sigma XY = 19.031$$

Sustituyendo en las ecuaciones normales (14-II) se obtienen los valores de A y b.

$$A = 1.0417$$

$$b = -0.1553$$

Usando las transformaciones propuestas, queda

$$A = \ln a$$

$$e^A = a$$

$$e^{1.0417} = 2.834$$

Sustituyendo en ( 2-VII ):

$$y' = 2.834 x^{-0.155}; \text{ o bien}$$

$$Y_m' = 2.834 W^{-0.155}$$

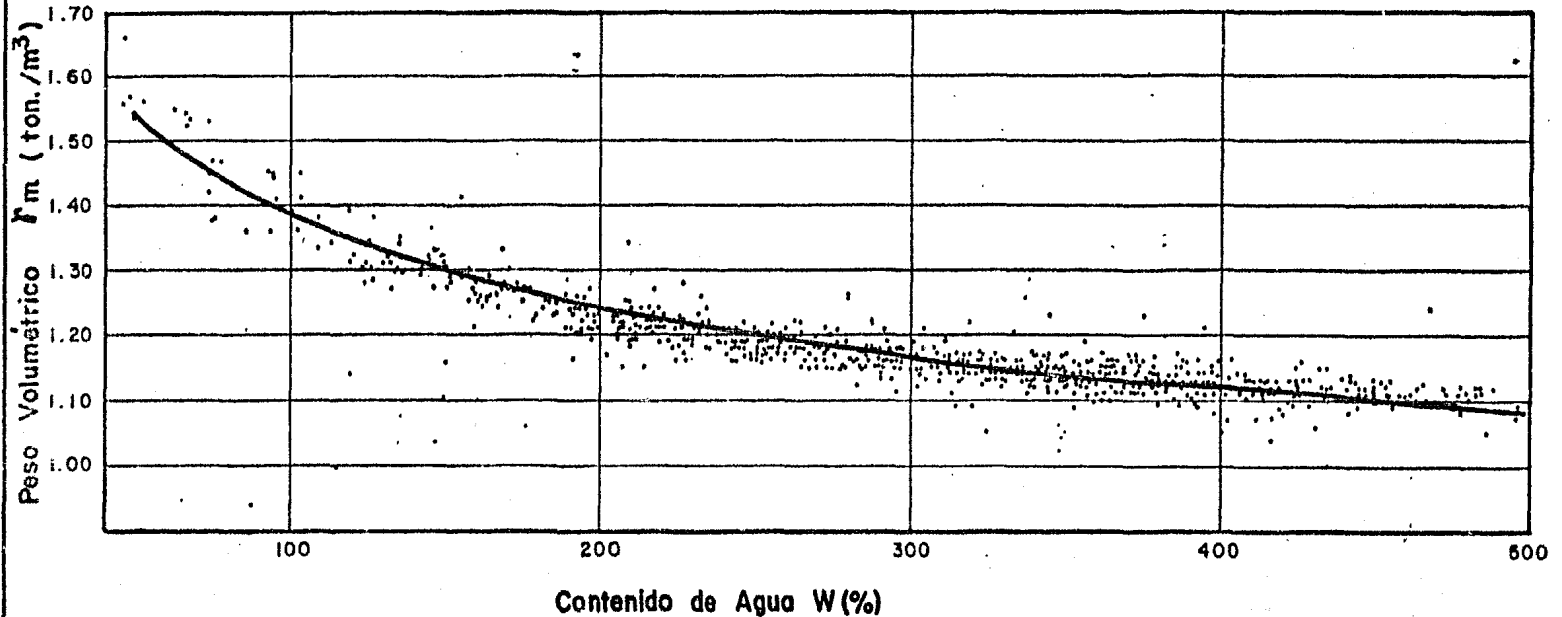
que es la ecuación, que por el método de mínimos cuadrados, se obtiene para los valores medios de  $Y_m$ . La representación gráfica de esta ecuación, así como los puntos analizados, se muestran en la figura 33. El coeficiente de correlación calculado a partir de ( 23-II ), es  $r = 0.99$

TABLA 12. Peso Volumétrico  $\gamma_m$ .

DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y TEXCOCO.

W (%)	$\gamma_m$ (ton/m <sup>3</sup> )
50	1.54
75	1.45
100	1.38
125	1.34
150	1.30
175	1.27
200	1.24
225	1.22
250	1.20
275	1.18
300	1.17
325	1.15
350	1.14
375	1.13
400	1.12
425	1.11
450	1.10
475	1.09

# DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y TEXCOCO



— CURVA DE REGRESION  $\gamma_m = 2.834 W^{-0.165}$   
COEFICIENTE DE CORRELACION  $r = 0.98$  ;  $\bar{W} = 305\%$

Fig. 33.- CORRELACION ( $\gamma_m - W$ )



DEPOSITOS LACUSTRES DE XOCHIMILCO Y CHALCO.

Contando con 158 datos de 28 sondeos, y considerando  $x = W (\%)$  e  $y = Y_m$ ; se realizó la siguiente transformación, necesaria para llevar a cabo el análisis de una aproximación potencial.

Ecuación de mínimos cuadrados

$$Y' = A + bX \quad (1-VII)$$

Ecuación de aproximación

$$Y' = a x^b \quad (2-VII)$$

en donde:

$A = \ln a$  ; además

$X = \ln x$  ;  $Y = \ln y$

Efectuando el tratamiento de los datos disponibles, resulta:

$$\Sigma X = 82.174$$

$$\Sigma X^2 = 431.375$$

$$\Sigma Y = 4.374$$

$$\Sigma Y^2 = 1.481$$

$$\Sigma XY = 20.853$$

Sustituyendo en las ecuaciones normales ( 14-II ); se obtienen los valores de A y b

$$A = 1.1591$$

$$b = -0.1724$$

Usando las transformaciones propuestas, queda

$$A = \ln a$$

$$e^A = a$$

$$e^{1.1591} = 3.187$$

Sustituyendo en (2-VII) :

$$y' = 3.187 X^{-0.155}$$

$$Y_m = 3.187 W^{-0.155}$$

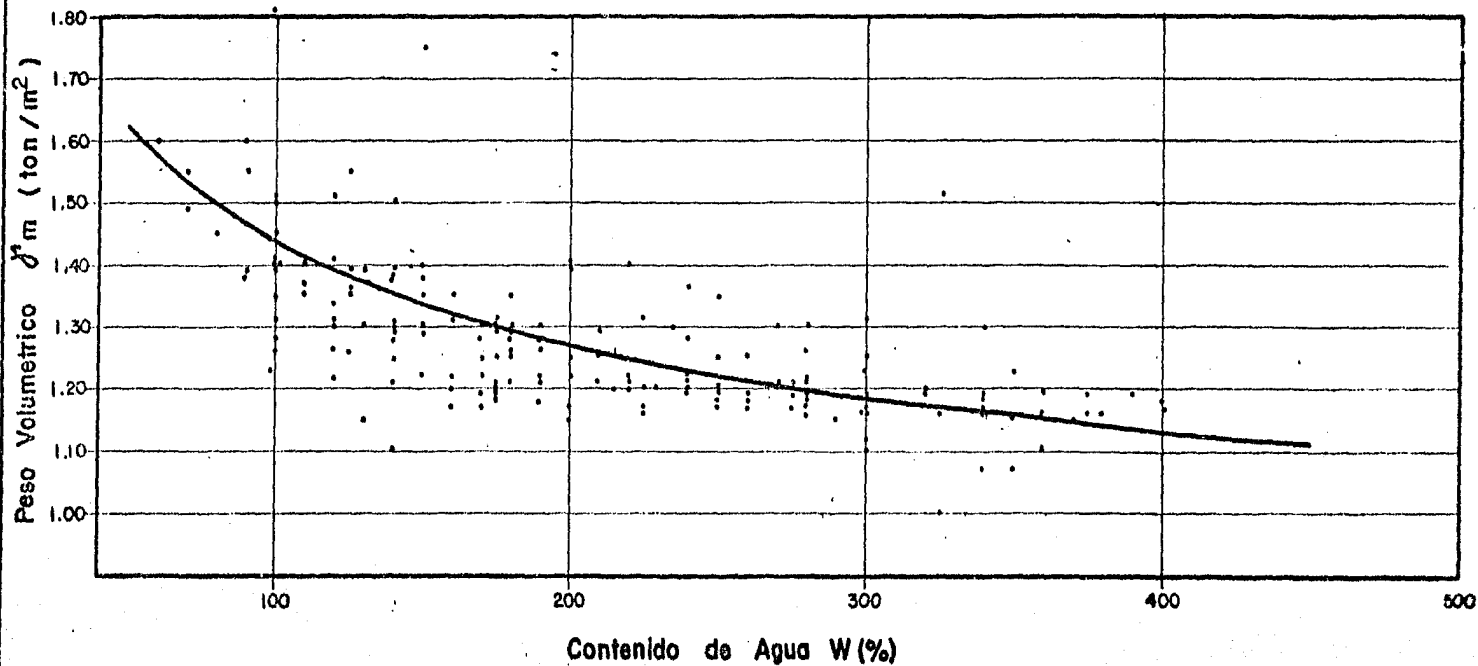
que es la ecuación, que por el método de mínimos cuadrados, se obtiene para los valores medios de  $Y_m$ . La representación gráfica de esta ecuación, así como los puntos analizados, se muestran en la figura 34. El coeficiente de correlación - calculado a partir de ( 23-II ), es  $r = 0.99$ .

TABLA 13. Peso Volumétrico  $\gamma_m$ .

DEPOSITOS LACUSTRES DE XOCHIMILCO Y CHALCO.

W (%)	$\gamma_m$ (ton/m <sup>3</sup> )
50	1.62
75	1.51
100	1.44
125	1.39
150	1.34
175	1.31
200	1.28
225	1.25
250	1.23
275	1.21
300	1.19
325	1.18
350	1.16
375	1.15
400	1.13
425	1.12

# DEPOSITOS LACUSTRES DE XOCHIMILCO Y CHALCO



— CURVA DE REGRESION  $\gamma_m = 3.187 W_o^{-0.172}$   
COEFICIENTE DE CORRELACION  $r = 0.99$  ;  $\bar{W} = 200\%$

Fig. 34.- CORRELACION ( $\gamma_m - W$ )

## C A P I T U L O.      V I I I

### E J E M P L O S .

#### EJEMPLO      1.

En este ejemplo, se tratará de "calibrar" la validez tanto de los resultados estadísticos obtenidos, como de la teoría para calcular asentamientos propuesta por el Doctor Juárez Badillo. Para ello, se calculará la capacidad de carga y los asentamientos de un apoyo de la Estación Consulado de la Línea 4 del Metro, que actualmente tiene aproximadamente 3 años en operación.

La Línea 4 del Metro se encuentra constituida casi en su totalidad por grandes trabes que transmiten su carga al subsuelo por medio de columnas cimentadas a base de zapatas, las cuales a su vez se apoyan en pilotes de fricción.

En este ejemplo, se calculará la capacidad de carga y los asentamientos del apoyo CC-3 perteneciente a la Estación Consulado. Un corte de dicho apoyo se muestra en la figura 35.

La estructura transmite al apoyo una carga de 1278 ton. - La cimentación contribuye con 390 ton., descontando el peso del suelo desalojado y se consideraron 52 ton como carga viva.

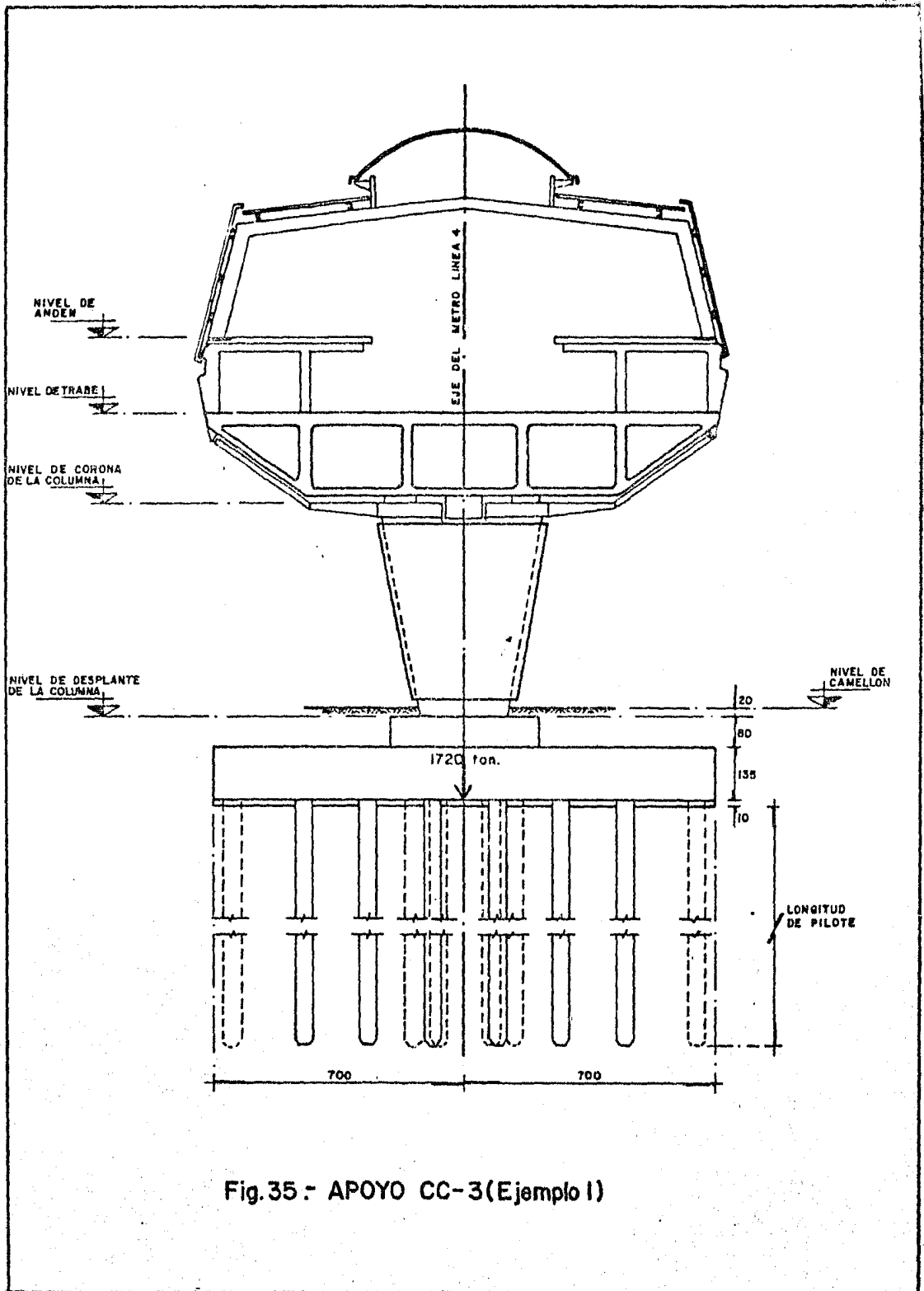


Fig. 35.- APOYO CC-3 (Ejemplo I)



En total, los pilotes del apoyo deberán soportar 1720 ton.

El perfil estratigráfico debajo del apoyo, se muestra en la figura 36, en él se puede observar el estrato de arcilla en el que estarán embebidos los pilotes de fricción, se observan también las características propias de la zona lacustre de la Ciudad de México ya descritas.

### CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

En rigor, la capacidad de carga de un pilote que va a trabajar por adherencia, está compuesta por dos términos: uno correspondiente a la capacidad por punta y otro relativo a la capacidad por fricción propiamente dicha y que se desarrolla a lo largo del fuste del pilote. Sin embargo, la capacidad por punta contribuye poco, por lo que para nuestros propósitos solo se considerará la capacidad por fricción, la cual está dada por la siguiente expresión:

$$Q_{fu} = \alpha c A_L \quad ; \quad (I-VIII)$$

En donde:

$Q_{fu}$  — Capacidad de carga última, debida a la fricción entre suelo y pilote.

$\alpha$  — Factor de adherencia entre pilote y suelo. En la Ciudad de México para pilotes de concreto  $\alpha = 0.67$

$c$  — Cohesión del estrato que envuelve al pilote.

$A_L$  — Área lateral de contacto entre pilote y suelo.



En la tabla 14 se muestran los diferentes estratos considerados y sus propiedades obtenidas a partir del contenido de agua W% (resultado de laboratorio), haciendo uso de las ecuaciones que para tal efecto se obtuvieron en el capítulo V.

Como primer paso, se considerará que el colchón mínimo que debiera existir entre la punta de los pilotes y la primera capa dura será el 15% del espesor de la formación arcillosa superior (FAS). De acuerdo con la figura 36, se tiene:

$$\text{Espesor FAS} = 31.00 - 3.60 = 27.40 \text{ m.}$$

$$\text{Colchón mínimo} = 4.11 \text{ m.}$$

Se tomará un colchón mínimo de 4.15 m, por lo que la longitud de los pilotes será:

$$31.00 - 2.35 - 4.15 = 24.50 \text{ m}$$

De la tabla 14, se puede obtener la cohesión como un promedio pesado (ecuación (I A-II)), a lo largo del pilote.

$$S_{qu \text{ media}} = \frac{\sum (S_{qu \text{ mi}} \times H_i)}{\sum H_i} = \frac{66.795}{24.50} = 2.72 \text{ ton/m}^2$$

$$S_{qu \text{ desfavorable}} = \frac{\sum (S_{qu \text{ di}} \times H_i)}{\sum H_i} = \frac{29.66}{24.50} = 1.21 \text{ ton/m}^2$$

Aplicando (I-VIII) para un pilote de  $0.5 \times 0.5 \text{ m}$ , se obtiene la capacidad de carga última del pilote.

CAPACIDAD ULTIMA MEDIA

$$Q_{fud} = 0.67 \times 2.72 (0.50 \times 4 \times 24.50)$$

$$Q_{fud} = 89.30 \text{ ton.}$$

CAPACIDAD ULTIMA DESFAVORABLE

$$Q_{fud} = 0.67 \times 1.21 (0.50 \times 4 \times 24.50)$$

$$Q_{fud} = 39.72 \text{ ton.}$$

TABLA 14 Propiedades del suelo obtenidas a partir del contenido de agua W% necesarias para el cálculo de la capacidad de carga en el ejemplo 1

Estratos (m)	W%	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	S <sub>qu</sub> (medio) (ton/m <sup>2</sup> )	S <sub>qu</sub> (desfavorable) (ton/m <sup>2</sup> )
2.35 - 2.75	175	1.27	3.50	2.00
2.75 - 3.50	125	1.34	3.80	2.30
3.50 - 4.50	225	1.22	3.30	1.70
4.50 - 5.25	275	1.18	3.00	1.50
5.25 - 8.25	400	1.12	2.30	0.80
8.25 - 9.00	325	1.15	2.70	1.20
9.00 - 9.75	275	1.18	3.00	1.50
9.75 - 10.50	350	1.14	2.60	1.10
10.50 - 12.00	450	1.10	2.10	0.60
12.00 - 13.00	375	1.13	2.50	1.00
13.00 - 14.25	250	1.20	3.10	1.60
14.25 - 15.50	425	1.11	2.20	0.70
15.50 - 17.00	350	1.14	2.60	1.10
17.00 - 19.25	225	1.22	3.30	1.70
19.25 - 23.75	350	1.14	2.60	1.10
23.75 - 24.75	400	1.12	2.30	0.80
24.75 - 26.25	325	1.15	2.70	1.20
26.25 - 27.00	150	1.30	3.70	2.10
27.00 - 31.00	300	1.17	2.90	1.30

## DETERMINACION DEL FACTOR DE SEGURIDAD

Para la obtención de la capacidad de carga admisible se considerará un factor de seguridad de 1.3 para el caso desfavorable, debido a que el trabajar con valores desfavorables, lleva ya implícito un cierto factor de seguridad cuya magnitud podría estimarse en base a la dispersión en la correlación de los valores estudiados.

### CAPACIDAD ADMISIBLE MEDIA

$$Q_{fad,media} = \frac{89.3}{1.50} = 59.53 \text{ ton.}$$

### CAPACIDAD ADMISIBLE DESFAVORABLE

$$Q_{fad,desfavorable} = \frac{39.72}{1.30} = 30.55 \text{ ton.}$$

En este ejemplo puede considerarse que la capacidad de carga por punta compensa al peso neto de suelo desalojado, por lo que no se restará este término a la capacidad de carga obtenida.

De acuerdo con lo anterior, se obtendría el número de pilotes necesarios en el apoyo.

### No. DE PILOTES MEDIO

$$\frac{\text{Carga total}}{\text{Capacidad admisible media}} = \frac{1720 \text{ ton}}{59.53 \text{ ton/pilote}} = 29 \text{ pilotes}$$

### No. DE PILOTES DESFAVORABLE

$$\frac{\text{Carga total}}{\text{Capacidad admisible desfavorable}} = \frac{1720 \text{ ton}}{30.55 \text{ ton/pilote}} = 56 \text{ pilotes}$$

## CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

El cálculo de los asentamientos se realizará con la teoría descrita en el capítulo III, utilizando para ello los valores de los coeficientes de recompresión  $T_p$  y de compresibilidad  $T_v$ .

Se distinguirán 2 análisis: uno de ellos considerando la variación de los coeficientes antes mencionados con el contenido de agua  $W\%$  y otro con los valores obtenidos del análisis independiente considerando los coeficientes como una variable aleatoria única.

Los valores se encuentran resumidos en la tabla 15 y el cálculo se efectúa en las tablas 16 a 19, siguiendo los lineamientos marcados para tal efecto en el capítulo III, haciendo uso de las ecuaciones (3-III), (4-III) y (5-III).

Los incrementos de esfuerzo en el centro de cada uno de los estratos considerados, se obtuvo haciendo uso del método propuesto para calcular el asentamiento de cimentaciones sobre pilotes de fricción, por José Luis León y Daniel Reséndiz (14). La gráfica incremento de esfuerzo contra profundidad, resultante del uso de dicho método, se muestra en la figura 37, a partir de la cual se tomaron los valores que aparecen en las tablas del cálculo de asentamientos.

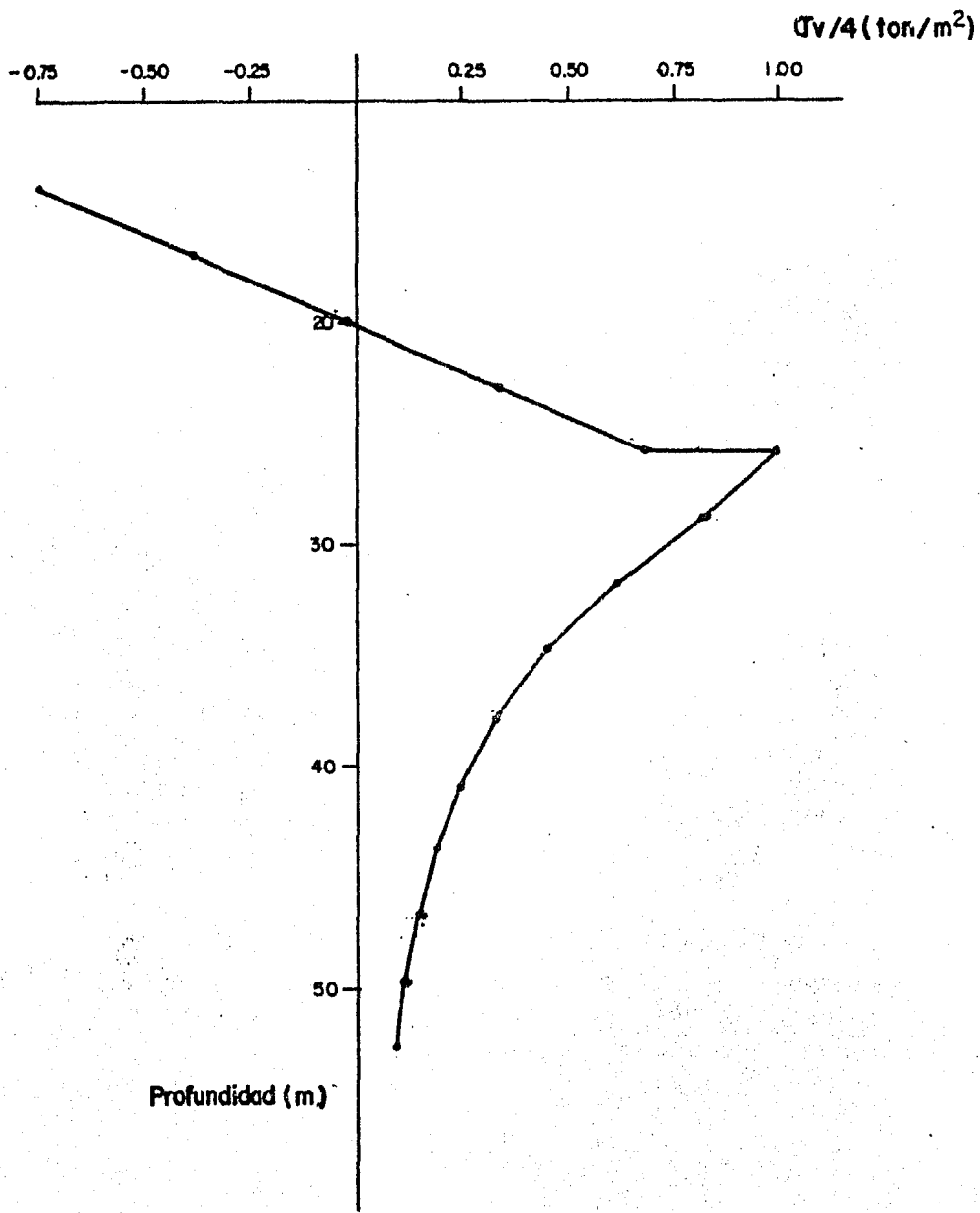


Fig. 37:- ESFUERZO EN EL FUSTE DE LOS PILOTES (14)  
(Ejemplo 1)

TABLA 15

COEFICIENTE DE RECOMPRESION  $\gamma_p$  Y DE COMPRESIBILIDAD  $\gamma_v$

a) VARIACION CON EL CONTENIDO DE AGUA W %.

Estrato	W %	$\gamma_m$	Coeficiente de recompresión		Coeficiente de compresibilidad	
			medio	desfav.	medio	desfav.
2.35 - 2.75	175	1.27	0.0230	0.0445	0.3438	0.4787
2.75 - 3.50	125	1.34	0.0216	0.0433	0.3313	0.4673
3.50 - 4.50	225	1.22	0.0243	0.0457	0.3563	0.4904
4.50 - 5.25	275	1.18	0.0257	0.0470	0.3687	0.5023
5.25 - 8.25	400	1.12	0.0292	0.0505	0.4000	0.5335
8.25 - 9.00	325	1.15	0.0271	0.0484	0.3812	0.5146
9.00 - 9.75	275	1.18	0.0257	0.0470	0.3687	0.5023
9.75 - 10.50	350	1.14	0.0278	0.0490	0.3875	0.5208
10.50 - 12.00	450	1.10	0.0305	0.0519	0.4125	0.5465
12.00 - 13.00	375	1.13	0.0285	0.0497	0.3937	0.5271
13.00 - 14.25	250	1.20	0.0250	0.0464	0.3625	0.4963
14.25 - 15.50	425	1.11	0.0298	0.0512	0.4062	0.5399
15.50 - 17.00	350	1.14	0.0278	0.0490	0.3875	0.5208
17.00 - 19.25	225	1.22	0.0243	0.0457	0.3563	0.4904
19.25 - 23.75	350	1.14	0.0278	0.0490	0.3875	0.5208
23.75 - 24.75	400	1.12	0.0292	0.0505	0.4000	0.5335
24.75 - 26.25	325	1.15	0.0271	0.0484	0.3812	0.5146
26.25 - 27.00	150	1.30	0.0223	0.0439	0.3375	0.4729
27.00 - 31.00	300	1.17	0.0264	0.0477	0.3750	0.5084

b) VALORES OBTENIDOS DEL ANALISIS INDEPENDIENTE

Coeficiente de recompresión  $\gamma_p$

Valor medio = 0.0275

Valor desfavorable = 0.0489

Coeficiente de compresibilidad  $\gamma_v$

Valor medio = 0.3854

Valor desfavorable = 0.5209

TABLA 16.- CALCULO DEL ASENTAMIENTO MEDIO CON  $\gamma_p$  Y  $\gamma_v$  VARIABLES

$(\Delta \bar{p}_b = 2.2 \text{ ton/m}^2)$

Estratos (m)	H (m)	Hm (m)	$\sigma_v/4$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_v$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\bar{p}_o$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\bar{p}_b^*$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\Delta H_p$ (m)	$\Delta H_v$ (m)	$\Delta H$ (m)
13.95 - 14.25	0.30	14.100	-0.730	-2.920	6.137	8.337	0.0023	0.0089	0.0112
14.25 - 15.50	1.25	14.875	-0.630	-2.500	6.235	8.435	0.0112	0.0177	0.0289
15.50 - 17.00	1.50	16.250	-0.465	-1.860	6.411	8.611	0.0106	0.0000	0.0106
17.00 - 19.25	2.25	18.125	-0.240	-0.960	6.772	8.972	0.0072	0.0000	0.0072
19.25 - 23.75	4.50	21.500	0.170	0.680	7.344	9.544	-0.0111	0.0000	-0.0111
23.75 - 24.75	1.00	24.250	0.500	2.000	7.726	9.926	-0.0067	0.0000	-0.0067
24.75 - 26.25	1.50	25.500	0.645	2.580	7.903	10.103	-0.0100	-0.0210	-0.0309
26.25 - 27.00	0.75	26.625	0.950	3.800	8.134	10.334	-0.0040	-0.0356	-0.0396
27.00 - 31.00	4.00	29.000	0.805	3.220	8.589	10.789	-0.0240	-0.1332	-0.1572
* $\bar{p}_{bi} = \bar{p}_{oi} + \Delta \bar{p}_b$							-0.0244	-0.1631	-0.1875

ASENTAMIENTO MEDIO = 0.1875 m = 18.75 cm

TABLA 17.- CALCULO DEL ASENTAMIENTO DESFAVORABLE CON  $\tau_p$  Y  $\tau_v$  VARIABLES  
 ( $\Delta \bar{p}_b = 1.80 \text{ ton/m}^2$ )

Estratos (m)	H (m)	Hm (m)	$\bar{\sigma}_v/4$ ( $\text{ton/m}^2$ )	$\bar{\sigma}_v$ ( $\text{ton/m}^2$ )	$\bar{p}_o$ ( $\text{ton/m}^2$ )	$\bar{p}_b^*$ ( $\text{ton/m}^2$ )	$\Delta H_p$ (m)	$\Delta H_v$ (m)	$\Delta H$ (m)
13.95 - 14.25	0.30	14.100	-0.730	-2.920	6.137	7.937	0.0036	0.0190	0.0226
14.25 - 15.50	1.25	14.875	-0.630	-2.500	6.235	8.035	0.0161	0.0551	0.0712
15.50 - 17.00	1.50	16.250	-0.465	-1.860	6.411	8.211	0.0181	0.0057	0.0238
17.00 - 19.25	2.25	18.125	-0.240	-0.960	6.772	8.572	0.0136	0.0000	0.0136
19.25 - 23.75	4.50	21.500	0.170	0.680	7.344	9.144	-0.0195	0.0000	-0.0195
23.75 - 24.75	1.00	24.250	0.500	2.000	7.726	9.526	-0.0105	-0.0110	-0.0215
24.75 - 26.25	1.50	25.500	0.645	2.580	7.903	9.703	-0.0148	-0.0585	-0.0733
26.25 - 27.00	0.75	26.625	0.950	3.800	8.134	9.934	-0.0066	-0.0623	-0.0689
27.00 - 31.00	4.00	29.000	0.805	3.220	8.589	10.389	-0.0361	-0.2522	-0.2884
							-0.0361	-0.3043	-0.3404

\*  $\bar{p}_{bi} = \bar{p}_{oi} + \Delta \bar{p}_b$

ASENTAMIENTO POCO PROBABLE = 0.3404 m = 34.04 cm



TABLA 18.- CALCULO DEL ASENTAMIENTO MEDIO CON  $\gamma_p$  Y  $\gamma_v$  CONSTANTES  
 ( $\Delta \bar{p}_b = 2.2 \text{ ton/m}^2$ )

Estratos (m)	H (m)	Hm (m)	$\bar{\sigma}_v/4$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_v$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\bar{p}_o$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\bar{p}_b^*$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\Delta H_p$ (m)	$\Delta H_v$ (m)	$\Delta H$ (m)
13.95 - 14.25	0.30	14.100	-0.730	-2.920	6.137	8.337	0.0025	0.0094	0.0119
14.25 - 15.50	1.25	14.875	-0.630	-2.500	6.235	8.435	0.0104	0.0167	0.0271
15.50 - 17.00	1.50	16.250	-0.465	-1.860	6.411	8.611	0.0105	0.0000	0.0105
17.00 - 19.25	2.25	18.125	-0.240	-0.960	6.772	8.972	0.0082	0.0000	0.0082
19.25 - 23.75	4.50	21.500	0.170	0.680	7.344	9.544	-0.0110	0.0000	-0.0110
23.75 - 24.75	1.00	24.250	0.500	2.000	7.726	9.926	-0.0063	0.0000	-0.0063
24.75 - 26.25	1.50	25.500	0.645	2.580	7.903	10.103	-0.0101	-0.0212	-0.0313
26.25 - 27.00	0.75	26.625	0.950	3.800	8.134	10.334	-0.0049	-0.0405	-0.0454
27.00 - 31.00	4.00	29.000	0.805	3.220	8.589	10.789	-0.0250	-0.1369	-0.1619
							-0.0258	-0.1725	-0.1982

\*  $\bar{p}_{bi} = \bar{p}_{oi} + \Delta p_b$

ASENTAMIENTO MEDIO = 0.1982 m = 19.82 cm

TABLA 19.- CALCULO DEL ASENTAMIENTO DESFAVORABLE CON  $\gamma_p$  Y  $\gamma_v$  CONSTANTES

$$(\Delta \bar{p}_b = 1.80 \text{ ton/m}^2)$$

Estratos (m)	H (m)	Hm (m)	$\sigma_v/4$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_v$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\bar{p}_o$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\bar{p}_b^*$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\Delta H_p$ (m)	$\Delta H_v$ (m)	$\Delta H$ (m)
13.95 - 14.25	0.30	14.100	-0.730	-2.920	6.137	7.937	0.0037	0.0199	0.0237
14.25 - 15.50	1.25	14.875	-0.630	-2.500	6.235	8.035	0.0154	0.0532	0.0686
15.50 - 17.00	1.50	16.250	-0.465	-1.860	6.411	8.211	0.0180	0.0057	0.0237
17.00 - 19.25	2.25	18.125	-0.240	-0.960	6.772	8.572	0.0145	0.0000	0.0145
19.25 - 23.75	4.50	21.500	0.170	0.680	7.344	9.144	-0.0194	0.0000	-0.0194
23.75 - 24.75	1.00	24.250	0.500	2.000	7.726	9.526	-0.0102	-0.0108	-0.0210
24.75 - 26.25	1.50	25.500	0.645	2.580	7.903	9.703	-0.0150	-0.0592	-0.0742
26.25 - 27.00	0.75	26.625	0.950	3.800	8.134	9.934	-0.0073	-0.0683	-0.0756
27.00 - 31.00	4.00	29.000	0.805	3.220	8.589	10.389	-0.0370	-0.2582	-0.2953
							-0.0373	-0.3177	-0.3550

\*  $\bar{p}_{bi} = \bar{p}_{oi} + \Delta p_b$

ASENTAMIENTO POCO PROBABLE = 0.3550 m = 35.50 cm

## COMENTARIOS AL EJEMPLO 1.

### Capacidad de carga.

- 1) La capacidad de carga media obtenida, concuerda bastante bien con el valor utilizado en el diseño real del apoyo - y que fué de 65 ton. En cambio, la capacidad de carga -- desfavorable resulta menor que este valor como cabria esperarse.
- 2) El apoyo se construyo con 30 pilotes de 23.50 m, lo cual reafirma la concordancia señalada en el punto anterior, - ya que con la capacidad de carga media, se requieren 29 - pilotes de 24.50 m.
- 3) De acuerdo con los puntos anteriores, puede concluirse, - que para el diseño a nivel anteproyecto de una obra que - justifique un estudio de Mecánica de Suelos, cuando aun - no se cuenta con datos de laboratorio o cuando estos son escasos (caso frecuente en la práctica), pueden usarse -- los valores medios obtenidos para la cohesión, consiguiendo de esta manera una buena aproximación a los valores de diseño definitivos.

- 4) Cabe señalar, que dadas las características de este ejemplo, se supuso que podría trabajarse con valores medios de la cohesión, sin embargo, dadas las condiciones de aplicación de los métodos estadísticos, son los valores desfavorables los que deberían usarse cuando por alguna razón no se cuenta con información acerca de la resistencia al corte en el estudio del comportamiento de la estructura en cuestión.

## ASENTAMIENTOS.

- 1.- Los asentamientos calculados, tanto medios como desfavorables, tienen prácticamente los mismos valores, para el análisis considerando la variación de los coeficientes de recompresión  $p$  y de compresibilidad  $v$  y con el contenido de agua, como para el análisis utilizando los resultados considerando dichos coeficientes como variables aleatorias independientes. Lo cual confirma en este caso la consistencia de los dos criterios estadísticos utilizados.
  
- 2.- Los cálculos de diseño efectuados con curvas de compresibilidad, la misma distribución de esfuerzos aquí mostrada y utilizando la teoría de consolidación inidimensional, arrojaron 22.95 cm como aportación de la formación arcillosa superior en el asentamiento total, estimado en 29.50 cm. Actualmente, las nivelaciones revelan 29.00 cm de asentamiento total y se estima que aún faltan otros 3 o 4 cm adicionales.
  
- 3.- Nuevamente, se ve que el cálculo de asentamientos para valores medios, da una buena aproximación de los valores de diseño definitivos, concluyéndose por lo tanto lo ya establecido en el punto 3) relativo a los comentarios a la capacidad de carga expuestos.

EJEMPLO 2.

Determinar el factor de seguridad para el talud 0.5:1 mostrado en la figura 38, si dicho talud está formado por tres estratos cuyos contenidos de agua son respectivamente 50, 75 y 125%. Usar la ecuación de predicción para calcular la cohesión en función del contenido de agua, considerando que la excavación se localiza en la zona del Ex-lago de Xochimilco.

Sabemos que;

$$\text{Factor de seguridad F.S.} = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento motor}}$$

De la figura 38: Momento resistente =  $cLR$

$c$  = cohesión a lo largo de la línea de falla supuesta.

$L$  = longitud de la línea de falla

$R$  = radio del círculo de falla analizado.

Aplicando la ecuación de predicción tenemos;

para	$W=50\%$	cohesión ( $\text{ton}/\text{m}^2$ )	1.73
	$W=75\%$		1.63
	$W=125\%$		1.44

$$L_i = \frac{R \pi \theta}{180^\circ}$$

$$L_1 = \frac{8 \pi (19.57)}{180^\circ} = 2.73 \text{ m.}$$

$$L_2 = \frac{8 \pi (20.33)}{180^\circ} = 2.84 \text{ m.}$$

$$L_3 = \frac{8 \pi (35.98)}{180^\circ} = 5.02 \text{ m.}$$

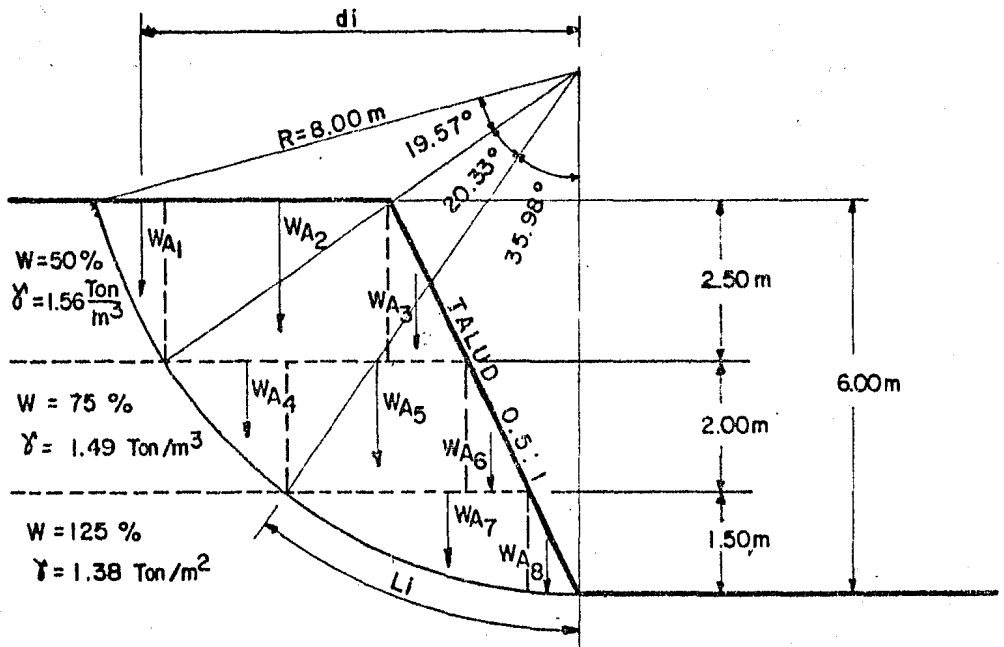


Fig. 38.- SECCION TRANSVERSAL DE TALUD (Ejemplo 2)

Luego entonces el momento resistente será:

$$M_R = 8(1.73 \times 2.73 + 1.63 \times 2.84 + 1.44 \times 5.02)$$

$$M_R = 132.65 \text{ ton-m.}$$

Ahora calcularemos el momento motor:

$$M_m = \sum W_i d_i$$

TABLA 20.- CALCULO DE MOMENTOS PARCIALES

$\Lambda_i \text{ (m}^2\text{)}$	$W_i \text{ (ton)}$	$d_i \text{ (m)}$	$W_i d_i$
$\Lambda_1 = 1.39$	2.17	7.04	15.28
$\Lambda_2 = 9.10$	14.20	4.81	68.30
$\Lambda_3 = 1.56$	2.43	2.58	6.27
$\Lambda_4 = 1.93$	2.88	5.38	15.49
$\Lambda_5 = 5.88$	8.76	3.25	24.47
$\Lambda_6 = 1.00$	1.49	1.41	2.10
$\Lambda_7 = 3.00$	4.14	2.10	8.69
$\Lambda_8 = 0.60$	0.83	0.50	0.42
		$\sum W_i d_i = 145.02$	

$$\therefore F.S. = \frac{132.65}{145.02} = 0.91 < 1.3$$

Si consideramos un factor de seguridad mínimo de 1.3, podemos suponer que el talud no es estable.



El cálculo anterior se efectuó con los datos de la cohesión que resultan de utilizar la ecuación para predecir los valores con poca probabilidad de presentarse.

Ahora consideraremos las cohesiones que nos proporciona la ecuación de mínimos cuadrados, o sea cohesiones medias para los contenidos de agua que conocemos:

W (%)	c (ton/m <sup>2</sup> )
50	3.4
75	3.3
125	3.1

El momento resistente será ahora el siguiente:

$$M_R = 8 (2.73 \times 3.4 + 2.84 \times 3.3 + 5.02 \times 3.10)$$

$$M_R = 273.73 \text{ ton-m.}$$

Luego entonces el factor de seguridad es:

$$F.S. = \frac{273.73}{145.02} = 1.9 > 1.5 \therefore \text{talud estable.}$$

Podemos concluir que para datos de anteproyecto, se puede utilizar la ecuación para valores medios, ec. (13-II), asimismo para cuantificar excavaciones, pueden usarse valores desfavorables.

El valor del factor de seguridad se ha tomado de 1.5, pero se considera que las condiciones que el tratamiento estadístico conlleva, permiten ajustar este valor para que no sea exageradamente conservador.

### EJEMPLO 3.

En la zona del Ex-lago de Xochimilco, se pretende excavar una lumbrera para extraer material producto de excavación e introducir equipo hacia un túnel de 4.00 m de diámetro. Si dicha estructura alcanzará una profundidad máxima de 18.50 m y tendrá un diámetro de excavación de 11.0 m, determinar para datos de anteproyecto, si es factible que la lumbrera sea excavada con un método convencional. Además; tomando en cuenta que la sobrecarga neta que producirá en el terreno será de  $1.4 \text{ ton/m}^2$ , determinar cual es el hundimiento probable medio y el desfavorable.

Supóngase que únicamente se cuenta con los contenidos de aguas naturales de alguna zona próxima al sitio. En la figura 39 se muestran los espesores de los estratos que se van a correlacionar.

Para determinar la factibilidad de excavar con un método convencional, necesitamos conocer si existe o no falla de fondo; para esto correlacionaremos los contenidos de agua, por medio de las ecuaciones para definir el valor medio de la cohesión y el valor poco probable, correspondientes a la zona del Ex-lago de Xochimilco. Asimismo podemos usar la ecuación de la curva de ajuste para formarnos una idea de los pesos volumétricos que podemos encontrar en el lugar que nos interesa.

En la tabla 21 se resumen los resultados de las correlaciones ya mencionadas.

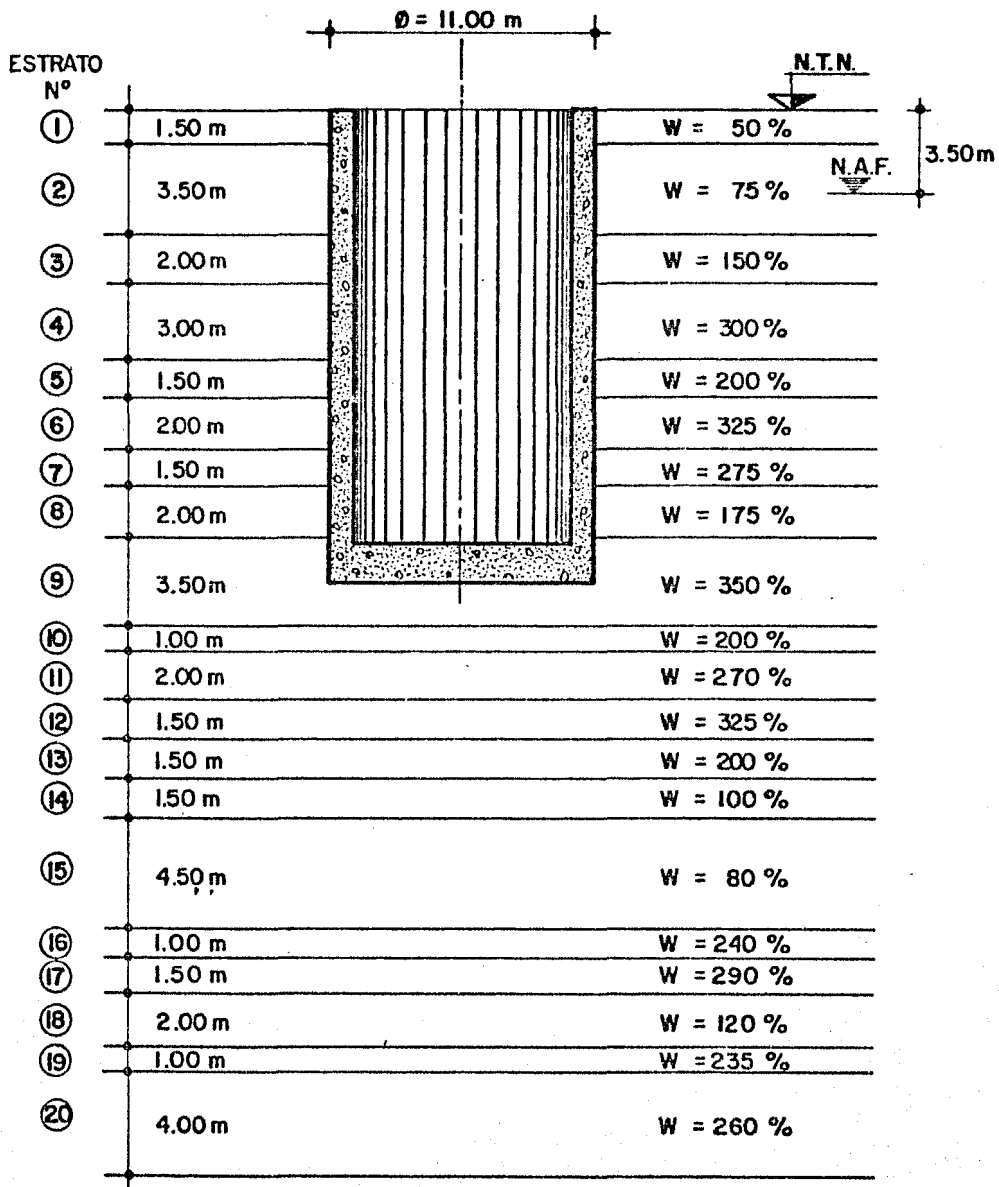


Fig. 39.- ESTRATOS CONSIDERADOS EN LA LUMBRERA N° 2  
(Ejemplo 3)

TABLA 21: RESULTADOS DE CORRELACIONES (W% - C)

Estrato Nº.	Espesor H (m)	W (%)	Espesor acumulado $\Sigma H$ (m)	Cohesión desfa variable (ton/m <sup>2</sup> )	Cohesión media (ton/m <sup>2</sup> )	Peso Vol. medio $\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )
1	1.5	50	1.50	1.73	3.38	1.62
2	3.5	75	5.00	1.63	3.28	1.51
3	2.0	150	7.00	1.34	2.98	1.34
4	3.0	300	10.00	0.74	2.39	1.19
5	1.5	200	11.50	1.14	2.78	1.28
6	2.0	325	13.50	0.64	2.29	1.18
7	1.5	275	15.00	0.84	2.49	1.21
8	2.0	175	17.00	1.24	2.88	1.31
9	3.5	350	20.50	0.54	2.19	1.16
10	1.0	200	21.50	1.14	2.78	1.29
11	2.0	270	23.50	0.86	2.51	1.21
12	1.5	325	25.00	0.54	3.56	1.18
13	1.5	200	26.50	1.14	2.78	1.28
14	1.5	100	28.00	1.53	3.18	1.44
15	4.5	80	32.50	1.61	3.26	1.50
16	1.0	240	33.50	0.98	2.63	1.24
17	1.5	290	35.00	0.78	2.43	1.20
18	2.0	120	37.00	1.45	3.10	1.40
19	1.0	235	38.00	1.00	2.65	1.24
20	4.0	260	42.00	0.90	2.55	1.22

TABLA 21: RESULTADOS DE CORRELACIONES (W% - C)

Estrato Nº.	Esesor H (m)	W (%)	Esesor acumulado $\Sigma H$ (m)	Cohesión desfa variable (ton/m <sup>2</sup> )	Cohesión media (ton/m <sup>2</sup> )	Peso Vol. medio $\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )
1	1.5	50	1.50	1.73	3.38	1.62
2	3.5	75	5.00	1.63	3.28	1.51
3	2.0	150	7.00	1.34	2.98	1.34
4	3.0	300	10.00	0.74	2.39	1.19
5	1.5	200	11.50	1.14	2.78	1.28
6	2.0	325	13.50	0.64	2.29	1.18
7	1.5	275	15.00	0.84	2.49	1.21
8	2.0	175	17.00	1.24	2.88	1.31
9	3.5	350	20.50	0.54	2.19	1.16
10	1.0	200	21.50	1.14	2.78	1.28
11	2.0	270	23.50	0.86	2.51	1.21
12	1.5	325	25.00	0.54	3.56	1.18
13	1.5	200	26.50	1.14	2.78	1.28
14	1.5	100	28.00	1.53	3.18	1.44
15	4.5	80	32.50	1.61	3.26	1.50
16	1.0	240	33.50	0.98	2.63	1.24
17	1.5	290	35.00	0.78	2.43	1.20
18	2.0	120	37.00	1.45	3.10	1.40
19	1.0	235	38.00	1.00	2.65	1.24
20	4.0	260	42.00	0.90	2.55	1.22

Con los parámetros correlacionados, calcularemos el factor de seguridad contra la falla de fondo.

Sabemos que según la referencia (11):

$$F.S. = \frac{\bar{c} N_c}{\gamma D_f + q}$$

ANÁLISIS CON VALORES DESFAVORABLES DE COHESIÓN.

Suponiendo una profundidad de excavación de 5.00 m y una influencia de la superficie de falla igual al diámetro de la lumbrera (11.00 m), de modo que para una profundidad de 16.00 m (11+5), la cohesión promedio (pesado) será:

$$\bar{c} = 1.17 \text{ Ton/m}^2$$

El factor de carga ( $N_c$ ) para una relación  $\frac{D}{B} = 0.45$ ;  $N_c = 5.75$  siendo  $D =$  profundidad excavada,  $B =$  ancho de la excavación (Ref. 11)

Si consideramos que la sobrecarga  $q = 0.0 \text{ ton/m}^2$ , el factor de seguridad valdrá:

$$F.S. = \frac{1.17 (5.75)}{7.71 + 0} = 0.87 < 1.3 \therefore \text{existe falla de fondo.}$$

Usando los valores poco probables de la cohesión, la excavación para la lumbrera falla por el fondo a los 5.00 m de profundidad.

Ahora efectuaremos un análisis con los valores medios de la cohesión y varias profundidades de excavación.

El factor de seguridad, se considerará 1.5, definido en este caso como límite mínimo para determinar a que profundidad podría presentarse la falla.

Para Df (m)	C (ton/m <sup>2</sup> )	D B	Nc	T <sub>0f</sub>	$\bar{c}Nc$	F.S.
7.00	3.22	0.63	7.10	10.40	22.83	2.20
10.00	2.97	0.91	7.70	13.97	22.87	1.64
11.50	2.94	1.05	7.75	15.89	22.79	1.43

Se puede observar que a 11.50m de profundidad el valor del F.S. = 1.43 el cual es menor que 1.5, por lo tanto se deduce que hasta 11.50m se podría excavar con método convencional.

## ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

Para la determinación del asentamiento medio y desfavorable de la lumbrera, debido a la sobrecarga neta que transmite al subsuelo, deberemos hacer uso de los coeficientes de compresibilidad  $T_p$  y  $T_v$ , ya explicados en el capítulo III.

Para aplicar la teoría del Dr. Juárez Badillo es necesario determinar la influencia que ejerce el área cargada en el centro de cada uno de los estratos que estamos considerando.

Sabemos que para una área circular uniformemente cargada (Ref. 1):

$$\Delta P = w \times w_0$$

Donde:

$\Delta P$  = incremento de presión debida a la sobrecarga  $w$

$w_0$  = parámetro que está en función del radio y la profundidad que se está analizando.

En la tabla 22 se tabulan los distintos valores de  $\Delta p$  para los diferentes estratos que están influidos por la sobrecarga, que en este caso es:

$$w = 1.4 \text{ Ton/m}^2$$

TABLA 22.- DETERMINACION DE  $\Delta P$

Prof. a Partir del N.T.N. (m)	Prof. a Partir del nivel máximo de excavación (m)	$\frac{r}{z}$	$\omega_0$	$\Delta P$ (ton/m <sup>2</sup> )
19.50	1.00	5.50	0.99396	1.39
21.00	2.50	2.20	0.92914	1.30
22.50	4.00	1.38	0.79797	1.12
24.25	6.00	0.92	0.60142	0.84
25.75	7.25	0.76	0.49533	0.69
27.25	8.75	0.63	0.39431	0.55
30.25	11.25	0.47	0.25872	0.36
33.00	14.50	0.38	0.18317	0.26
34.25	15.75	0.35	0.15915	0.22
36.00	17.50	0.31	0.12859	0.18
37.50	19.00	0.29	0.11408	0.16
40.00	21.50	0.26	0.09346	0.13

Para determinar la profundidad a la cual aún es significativa la influencia de la sobrecarga aplicada al subsuelo por la lumbrera, se acudio al criterio de tomar en cuenta el 10% de la sobrecarga  $\omega$ .

$$0.1 \times 1.4 = 0.14 \text{ Ton/m}^2$$

De la tabla 22, vemos que la profundidad correspondiente a 40.00m tenemos un incremento de esfuerzo de 0.13 ton/m<sup>2</sup>, por lo tanto el espesor del estrato comprensible es de:

$$40.00 - 18.75 = 21.25 \text{ m}$$

En donde 18.75m es la máxima profundidad que alcanza la lumbrera, ver fig. 39.



Conclusión : La lumbrera analizada en este ejemplo, corresponde a una de las que se construirán para entubar parte del Canal Nacional y Canal de Chalco por medio de un túnel. Estos canales se localizan al oriente de la Ciudad de México y cuya función es drenar las aguas negras y pluviales de esa zona

Actualmente está por iniciarse la construcción del túnel en su primera etapa, razón por la cual no se cuenta todavía con resultados de instrumentación para poder interpretar su comportamiento, o compararlo con valores obtenidos de los análisis. Sin embargo, un cálculo de asentamientos para esta misma lumbrera, pero efectuado con resultados de laboratorio (consolidación), de una muestra inalterada extraída del lugar, arrojó un asentamiento de 1.5 cm que comparado con los 2.5 cm de asentamiento medio resultado de este ejemplo, nos indica que los parámetros de compresibilidad correspondientes a la zona de los Ex-lagos de Xochimilco y Chalco nos proporcionaron resultados consistentes.

Asimismo podemos concluir que para obtener datos de anteproyecto nos serán de utilidad los valores medios de nuestro tratamiento estadístico tanto para resistencia al corte como para compresibilidad.

TABLA 23.- CALCULO DEL ASENTAMIENTO DESFAVORABLE.

Estrato Nº	H (m)	W (%)	$\bar{p}_o$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\bar{p}_b$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\Delta \bar{p}$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\Delta H$ (m)
9	2.0	350	9.58	11.38	1.38	-0.0138
10	1.0	200	9.88	11.68	1.30	-0.0126
11	2.0	270	10.23	12.03	1.12	-0.0106
12	1.5	325	10.58	12.38	0.84	-0.0059
13	1.5	200	10.92	12.72	0.69	-0.0047
14	1.5	100	11.46	13.26	0.55	-0.0036
15	4.5	80	12.92	14.72	0.36	-0.0063
16	1.0	240	14.16	15.96	0.26	-0.0009
17	1.5	290	14.43	16.23	0.22	-0.0012
18	2.0	120	14.98	16.78	0.18	-0.0012
19	1.0	235	15.50	17.30	0.16	-0.0005
20	4.0	260	16.06	17.86	0.13	-0.0016
						-0.0629

$$\Delta \bar{p}_b = 1.8 \text{ ton/m}^2$$

$$p_b = \bar{p}_o + \Delta \bar{p}_b \quad \text{Asentamiento desfavorable} = 0.0629 \text{ m}$$

$$\bar{\gamma}_p = 0.0509$$

$$\bar{\gamma}_v = 0.6104$$

como  $\Delta \bar{p} < \Delta \bar{p}_b$  :

$$H = \left[ \left( 1 - \frac{\bar{p}}{\bar{p}_o} \right)^{\bar{\gamma}_p} - 1 \right] H$$

TABLA 24.- CALCULO DEL ASENTAMIENTO MEDIO

Estrato Nº	H (m)	W (%)	$\bar{p}_o$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\bar{p}_b$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\Delta \bar{p}$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\Delta H$ (m)
9	2.0	350	9.58	11.78	1.39	-0.0063
10	1.0	200	9.88	12.08	1.30	-0.0029
11	2.0	270	10.23	12.43	1.12	-0.0048
12	1.5	325	10.58	12.78	0.84	-0.0027
13	1.5	200	10.92	13.12	0.69	-0.0021
14	1.5	100	11.46	13.66	0.55	-0.0016
15	4.5	80	12.92	15.12	0.36	-0.0029
16	1.0	240	14.16	16.36	0.26	-0.0004
17	1.5	290	14.43	16.63	0.22	-0.0005
18	2.0	120	14.98	17.18	0.18	-0.0006
19	1.0	235	15.50	17.70	0.16	-0.0002
20	4.0	260	16.06	18.26	0.13	-0.0007
						-0.0257

$\Delta \bar{p}_b = 2.2 \text{ ton/m}^2$      $\bar{p}_b = \bar{p}_o + \Delta \bar{p}_b$     Asentamiento medio = 0.0257 m

$\bar{\gamma}_p = 0.0232$

$\bar{\gamma}_v = 0.3771$

como  $\Delta \bar{p} < \Delta \bar{p}_b$ :

$$H = \left[ \left( 1 - \frac{\bar{p}}{\bar{p}_o} \right)^{\bar{\gamma}_p} - 1 \right] H$$

## CAPITULO IX.

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- a) El mejor aprovechamiento de los recursos con que cuenta el país, así como su racionalización, constituyen un factor importante que no debe pasar inadvertido, en la realización de cualquier actividad relacionada con el desarrollo integral a que aspira nuestra Nación.
  
- b) La Ingeniería Civil, particularmente en el campo de la Mécanica de Suelos, está en posibilidades de contribuir para llevar a cabo dicha racionalización de recursos, mediante el aprovechamiento de la experiencia obtenida en las exploraciones realizadas, con el objeto de conocer las características del suelo en un sitio determinado en donde se ubicará una obra. El crecimiento y desarrollo de alguna zona en particular, trae consigo la ejecución de Estudios de Cimentaciones, que partiendo de los sondeos y las pruebas de laboratorio, constituyen con el tiempo un acervo considerable de información acerca de las características del suelo, que conforma la zona en cuestión.
  
- c) Cuando se pretenda construir una obra, que se ubicará sobre formaciones heterogéneas, o cuando ésta sea pequeña a mediana, será factible hacer uso de la información existente, en cuanto a las características del subsuelo en --

donde se desplantará la obra. Es entonces, cuando el -- uso de correlaciones puede hacerse necesario, para aplicar la experiencia ya mencionada al sitio de interés.

En obras pequeñas, en donde un estudio completo de Mecánica de Suelos eleva considerablemente el costo total de la misma, podrían incluso tomarse como parámetros de diseño los obtenidos de correlaciones con estudios efectuados previamente en la zona; además resulta conveniente investigar el comportamiento de las estructuras circundantes a la misma, con el objeto de conocer afectaciones importantes, que nos proporcionen una idea del comportamiento local del subsuelo ante diferentes tipos de sollicitaciones.

- d) Sin embargo, cuando la información existente es muy amplia, no es posible efectuar correlaciones sin alguna base que permita por lo menos conocer el riesgo con que se trabajará al hacerlo. Es por esto, que surge la necesidad de realizar un análisis estadístico, que involucre un indicador del grado de confianza que se tendría al -- utilizar un parámetro obtenido a partir de una correlación.
  
- e) El presente trabajo, se enfoca al tratamiento estadístico de una parte de la basta información, con que se cuenta actualmente, consistente en sondeos y pruebas de laboratorio practicadas a los depósitos lacustres de la Ciudad de México, Texcoco, Chalco y Xochimilco.

- f) De acuerdo con lo establecido en el capítulo correspondiente (cap. IV), los depósitos lacustres de la Ciudad de México y Texcoco tuvieron un proceso de formación diferente a los correspondientes a las zonas de Chalco y Xochimilco, aun cuando ambos grupos, forman parte de la actual Cuenca cerrada del Valle de México. Por tal motivo, los suelos de origen lacustre de la Ciudad de México y Texcoco, se trataron como uno sólo, prestando atención sólo a la "Formación Tacubaya". Los depósitos lacustres de Chalco y Xochimilco, se estudiaron también conjuntamente, agrupando los datos de ambas zonas en un solo tratamiento estadístico.
- g) Dadas las características de las formaciones en cuestión, los parámetros estudiados fueron la resistencia al corte, la compresibilidad y el peso volumétrico, con los cuales es posible cubrir un estudio de Mecánica de Suelos de manera más o menos completa.
- h) El estudio de la resistencia al corte se realizó en base a las pruebas de compresión no confinada, mejor conocidas como pruebas de compresión simple; relacionando los valores obtenidos de dichas pruebas, con los contenidos de agua correspondientes; observándose una tendencia en la cohesión a disminuir linealmente con el aumento en su contenido de agua W%. La correlación establecida se efectuó en base al método estadístico de los mínimos cuadrados (cap. II y V). Para los depósitos lacustres de la Ciudad de México y Texcoco, se contó con 848 datos, obtenidos de 91 sondeos, y para los depósitos de Chalco y Xochi

milco, se conto con 325 datos, obtenidos de 41 sondeos.

- i) Debido a la gran dispersión estadística de los coeficientes de compresibilidad ( $\alpha_v$ ) y de deformación volumétrica ( $m_v$ ), causada sobre todo por su variación con la presión de confinamiento, las características de compresibilidad, se estudiaron en base a los coeficientes de recompresión  $\gamma_p$  y de compresibilidad  $\gamma_v$ , útiles para la aplicación de la teoría de deformación no lineal, propuesta por el Doctor Eulalio Juárez Badillo en el cálculo de asentamientos (cap. III y VI). En este punto, se distinguieron dos tipos de análisis estadísticos, uno relacionando los valores de los coeficientes mencionados, obtenidos de curvas de compresibilidad, con los contenidos de agua correspondientes y otro considerando dichos coeficientes como variables aleatorias independientes. En el primer caso, se observó una tendencia de los coeficientes a aumentar linealmente con el contenido de agua. Para los depósitos lacustres de la Ciudad de México y Texcoco, se conto con 153 curvas de 47 sondeos, mientras que para los depósitos de Chalco y Xochimilco se contó con 52 curvas de 25 sondeos (cap. V).
  
- j) Tratando de cubrir los riesgos que implica el trabajar con datos obtenidos a partir de correlaciones, se efectuó el análisis estadístico necesario para contar con curvas de predicción o valores poco probables, que garantizan tener un 90% de probabilidad de ser los más desfavorables en cada uno de los casos, tanto para los datos de resistencia al corte como para los de compresibilidad (cap. V y VI).

- k) El tratamiento para los datos obtenidos de pesos volumétricos sólo se efectuó para valores medios, relacionándolos con el contenido de agua; obteniendo de esta manera - curvas que se apegan con una buena aproximación a curvas de tipo potencial, cuya ecuación es de la forma  $y = a x^b$ ; en donde  $y$  es el valor dependiente representado por el peso volumétrico y  $x$  representa los contenidos de agua (cap. VII).
- l) Los resultados de los análisis estadísticos efectuados, - se consignan en los capítulos V, VI y VII, en donde se encuentran las curvas de correlación para valores medios y las correspondientes curvas de predicción para valores -- desfavorables. Asimismo, se consignan los valores medios y poco probables de los coeficientes de recompresión y -- compresibilidad, obtenidos como resultado del estudio --- efectuado, considerándolos como variables aleatorias independientes.
- m) En base a los resultados obtenidos de la aplicación de -- los parámetros estadísticos, a problemas de aplicación -- práctica, se concluye que no sólo es factible utilizar -- los valores poco probables a los casos mencionados en el inciso c) anterior; ya que además, puede ser útil aplicar los valores medios en anteproyectos, en donde se requie-- ran datos preliminares antes de contar con los resultados de laboratorio correspondientes. Por otra parte, en oca-- siones los datos obtenidos de un sondeo y de las mismas - pruebas de laboratorio son insuficientes, por lo que se-- ría factible obtener información adicional con los valo--



res estadísticos medios o desfavorables, dependiendo del caso, lo cual siempre será mejor que no contar con información

- n) Los resultados aquí obtenidos, son producto de análisis estadísticos, que de alguna manera toman en cuenta los diversos errores o diferencias, que surgen en la obtención de los parámetros correlacionados, sin embargo, resulta obvio que al aplicarlos, se requiera cierto criterio para su selección, además de la aplicación de un factor de seguridad liberal, que cubra la incertidumbre surgida para cada caso en particular.
  
- o) Lo anterior está relacionado directamente con la ejecución de pruebas "IN SITU" y de nivelación de estructuras, acompañadas de la mejor estimación posible del peso unitario medio de las mismas, con la finalidad de obtener la mayor experiencia posible en cuanto al comportamiento real de dichas estructuras comparadas con los parámetros y las teorías de diseño adoptadas. Esto permitirá una re-  
troalimentación en la información ya digerida y un mejor aprovechamiento de ella, logrando establecer cada vez correlaciones más precisas, sobre todo en formaciones geológicas que como las estudiadas, han sido objeto de exploraciones y estudios continuos.
  
- p) Por último es necesario aclarar que los resultados por medio de un tratamiento estadístico, no sustituyen de ninguna manera a los obtenidos a partir de pruebas de laboratorio, efectuadas sobre muestras obtenidas en el sitio.

## B I B L I O G R A F I A .

- 1.- Terzaghi A. and Peck R.B. "SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE". Ed. Wiley, 1962.
- 2.- Miller I., Freund J.E. "PROBABILIDAD Y ESTADISTICA PARA INGENIEROS". Ed. Reverté Mexicana, S.A. México, 1980.
- 3.- Spiegel R.M. "ESTADISTICA". Serie de Compendios Shaum. - Ed. Mc GRAW - HILL, México, 1976.
- 4.- Bajpai A.C., Calus I.M., Fairley J.A. "METODOS ESTADISTICOS PARA ESTUDIANTES DE INGENIERIA Y CIENCIAS", Ed. Limusa, S.A., México, 1981.
- 5.- Leonards G.A. "FOUNDATION ENGINEERING". Ed. Mc. Graw - Hill, 1962.
- 6.- Juárez Badillo E. "BEHAVIOUR OF SOIL UNDER STRUCTURES" - Proceedings of the Fifth Symposium of the Civil and Hydraulic Engineering Department. Indian Institute of Science Bangalore, India, 1965.
- 7.- Deméneghi C.A. "APLICACIONES DE LA ESTADISTICA A LA ARCI LLA DE LA FORMACION TACUBAYA DEL VALLE DE MEXICO". Revista "Ingeniería", Volumen LII, Núm. 4, 1982.

- 8.- Simposio "EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, 1978.
- 9.- V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. "CIMENTACIONES EN AREAS URBANAS DE MEXICO". Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, 1970.
- 10.- Marsal R.J. y Mazari M. "EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO". Universidad Nacional Autónoma de México, 1969.
- 11.- Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. "MECANICA DE SUELOS". Volúmen 1, Ed. Limusa, S.A. México, 1978.
- 12.- Volumen Nabor Carrillo. "EL HUNDIMIENTO DE LA CIUDAD DE MEXICO. PROYECTO TEXCOCO". Contribución de proyecto Texcoco al VII Congreso internacional de Mecánica de Suelos e ingeniería de cimentaciones. SHCP, Nacional Financiera, S.A. México, 1969.
- 13.- Memorias del curso "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES". División de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería, México, 1984.
- 14.- Reséndiz D. y León J.L. "CALCULO DE ASENTAMIENTOS DE CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN". Publicación Núm. 420 del Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, 1979.

- 15.- Resultados de pruebas de Laboratorio de los proyectos --  
"PISTA OLIMPICA DE CANOTAJE VIRGILIO URIBE" y "ENTUBAMIEN  
TO DEL CANAL NACIONAL Y DE CHALCO". Efectuados por DIRAC,  
S.A. DE C.V. para la DGCOH, México 1983 - 1984.
- 16.- Resultados de pruebas de Laboratorio del proyecto del --  
"METROPOLITANO DE LA CIUDAD DE MEXICO", Líneas 1, 2, 3, 4,  
y 5. Efectuados por SOLUM, S.A. E ISTME, S.A., para COVITUR, México 1968 - 1980.