

101
28

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería



**PROBLEMAS DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES EN LA ZONA DEL
LAGO DE TEXCOCO**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
PEDRO MARTINEZ SUAREZ





UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

CAPITULO I.-	INTRODUCCION.	1
CAPITULO II.-	ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES.	3
	II.1 Pruebas de Campo.	
	II.2 Pruebas de Laboratorio.	
CAPITULO III.	CAPACIDAD DE CARGA Y ANALISIS DE ASENTAMIENTOS.	19
	III.1 Analisis de Asentamientos.	
	III.2 Capacidad de Carga.	
CAPITULO IV.	CORRELACIONES ESTADISTICAS.	26
	IV.1 Analisis de Regresión.	
	IV.2 Ejemplos.	
CAPITULO V.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	38
BIBLIOGRAFIA.		39

CAPITULO I. INTRODUCCION

El objetivo de este trabajo es el poder tener parámetros de diseño de cimentaciones en la zona del Antiguo Lago de Texcoco para habitaciones de uno ó dos niveles, sin recurrir a pruebas de campo y laboratorio costosas, sobre todo para las personas que llegan a instalarse en ese lugar.

En el segundo capítulo se hace referencia al tipo de pruebas de campo necesarias para conocer el suelo que sirve de apoyo a la cimentación, así mismo se comentan las pruebas de laboratorio necesarias para conocer la resistencia y la deformabilidad del suelo.

En el capítulo tercero se explican los criterios de diseño de cimentaciones, utilizando los parámetros de resistencia y deformabilidad, en las teorías de capacidad de carga y de consolidación, mostrando un ejemplo de aplicación de diseño de una zapata.

En el capítulo cuarto se muestran algunos conceptos de correlación estadística, con lo cual nos apoyamos para realizar correlaciones entre el índice plástico (I_p) y la resistencia a la compresión simple (q_v) ó S_v .

Asimismo se dibujan las curvas de predicción, conforme a la teoría de Miller y Freund, ya que éstas son las curvas de trabajo en el diseño de cimentaciones, sin olvidar de afectar los resultados por un factor de seguridad. Sin necesidad de realizar las pruebas de campo y laboratorio antes menciona

das, sino solamente utilizaríamos los límites de consistencia para conocer la resistencia a la compresión no confinada del suelo.

En el último capítulo se exponen las conclusiones a las que se llegan en este trabajo.

CAPITULO II. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES.

Para la elaboración del proyecto, diseño y construcción de una obra, se deberá obtener muestras inalteradas mediante pruebas de campo, las cuales se obtienen por medio de los métodos siguientes:

II.1.- Pruebas de Campo.

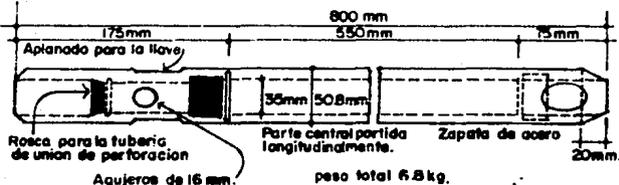
a) Pozos a cielo abierto, es el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo de estratos superficiales. Lo inconveniente de este método es que no puede llevarse a cabo a grandes profundidades debido a: La dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático, atravesar estratos muy resistentes o por el exceso del material producto de la excavación.

b) Penetración Estandar. Este método rinde mejores resultados en la práctica ya que proporciona mayor información referente al subsuelo. En estratos a mayor profundidad en los plásticos permite adquirir una idea no muy exacta de la resistencia a la compresión simple. Además, el método lleva implícito un muestreo que proporciona muestras alteradas representativas del subsuelo en estudio, con lo cual se pueden conocer las propiedades Índice de cada estrato del suelo.

En arenas nos permite conocer la compacidad y el ángulo de fricción interna ϕ , en función del número de golpes.

Este procedimiento se realiza mediante el penetrómetro

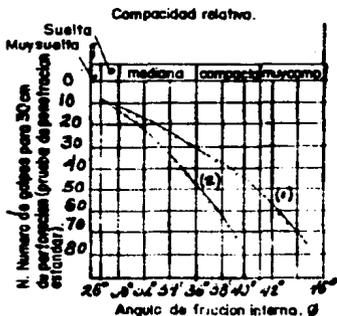
estándar, como el indicado en la figura.



PENETROMETRO ESTÁNDAR.

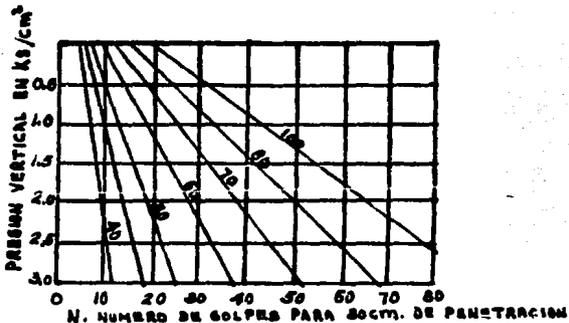
Realizando el sondeo en diferentes posiciones pueden obtenerse correlaciones estadísticas dignas de confianza. En la práctica este trabajo se ha simplificado a través de tablas y gráficas, producto del trabajo de algunos investigadores de esta área. Que sirven de base para estudios de esta índole como las que se indican a continuación.

b.I) Para arenas y suelos predominantemente friccionantes se tiene la siguiente gráfica:



- (1) RELACION PARA ARENAS DE GRANO ANGULOSO O REDONDEADO DE MEDIANO A GRUESO.
 (2) RELACION PARA ARENAS FINAS Y PARA ARENAS LIMOSAS

b.I.I) Cuando se considera la presión vertical sobre el número de golpes en arenas se tiene:



b.2) Para suelos arcillosos (Cohesivos)

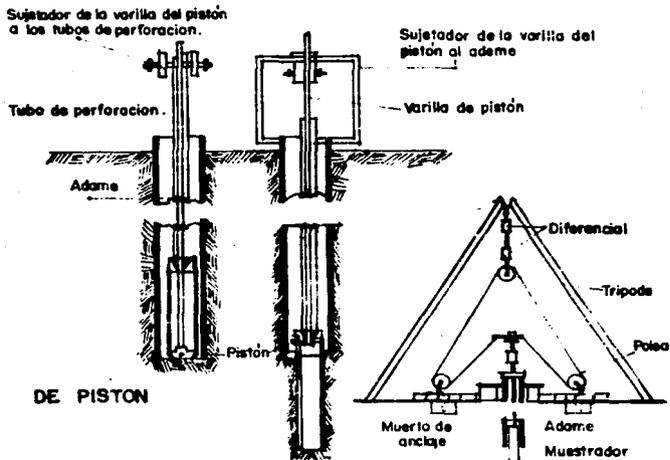
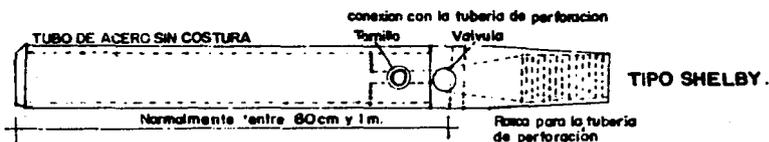
Correlaciones de Terzaghi y Peck, que pueden ser usadas como normas de criterio más no para proyecto.

Consistencia	No. de golpes, N	Resistencia a la com-
		presión simple
		Kg/cm
Muy blanda	2	0.25
Blanda	2 - 4	0.25-0.50
Media	4 - 8	0.50-1.00
Firme	8 - 15	1.00-2.00
Muy firme	15 - 30	2.00-4.00
Dura	30	4.00

c) Muestras con tubos de pared delgada.

Este método se debe a los estudios realizados por M.J. HVORSLEV. Para suelos cohesivos es el método más usual en la práctica.

Los muestreadores de este tipo existen en una variedad de modelos. Pero los más conocidos son: Tipo Shelby, de pistón y dispositivo de hincado por presión de un diferencial. Sus estructuras se representan en figuras a continuación:



DISPOSITIVO DE HINCADO POR PRESION DE UN DIFERENCIAL

Cabe hacer mención, que el muestreador comunmente usado es el tipo Shelby, con el cual obtenemos muestras inalteradas en estratos de cualquier profundidad.

d) Sondeos mixtos es la combinación de penetración estándar y tubos de pared delgada. Con este sistema es posible obtener mejores resultados y es aplicable a criterio del ingeniero o persona responsable para este fin.

II.2 Pruebas de laboratorio.

Propiedades indice dentro de éstas, las que representan mayor información para la identificación de los suelos son:

a) Límites de consistencia o de ATTERBERG, b) Contenido de agua o humedad, c) Densidad de sólidos, d) Relación de vacíos, etc.

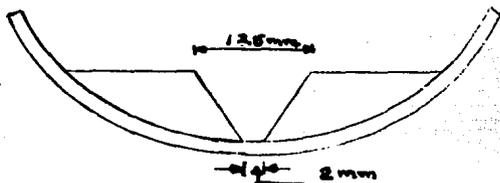
a) Límites de consistencia o límites de plasticidad.

Plasticidad es la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse siendo éste el caso de las arcillas.

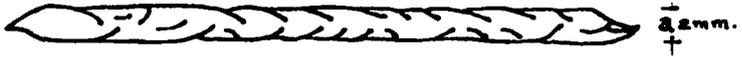
Para medir la plasticidad de las arcillas Atterberg demostró que la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial de su contenido de agua. Por lo tanto, Atterberg considerando el contenido de agua en

orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia: a) Líquido, b) Semilíquido, c) Plástico, d) Semisólido y e) Sólido. Siendo estos las fases generales por las que pasa el suelo al irse secando:

Para definir las fronteras entre los estados de consistencia o de plasticidad citados anteriormente, Atterberg los define como límites de consistencia, que son los siguientes: Límite líquido "LL" es la frontera entre el estado semilíquido y el plástico. Lo fija el contenido de agua en % del peso seco que debe tener una muestra de suelo en que se haya practicado una ranura de forma y dimensión estándar como la indicada en la figura al someterla al impacto de 25 golpes bien definidos, se cierre sin resbalar en su apoyo.



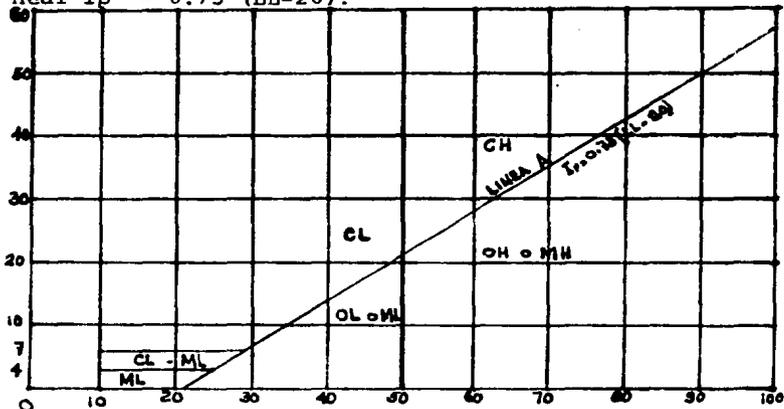
Límite plástico "LP" es la frontera entre el estado plástico y el semisólido. Lo fija el contenido de agua con el que empieza a agrietarse un cilindro de suelo de 3,2 mm. de diámetro y 10 cm. de longitud al rodarlo con la mano sobre una superficie lisa no absorbente.



Límite de contracción "Ls" es el que separa el estado semisólido del sólido y lo fija el contenido de agua que satura el suelo cuando el volumen de él no puede disminuirse al secado.

A partir de los límites de consistencia, se define un segundo parámetro denominándolo índice plástico que es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico
 $I_p = LL - L_p$.

Posteriormente el profesor A. Casagrande clasifica los suelos finos en limos y arcillas en función del límite líquido y el límite plástico. Para lo cual diseñó la carta de plasticidad representada en el eje de las abscisas el LL y en la ordenada el índice plástico. Conforme a la ecuación lineal $I_p = 0.73 (LL - 20)$.



Simbología: M- Limos inorgánicos
 C- Arcillas inorgánicas
 O- Limos y arcillas orgánicas
 L- Compresibilidad baja o media $LL < 50\%$
 H- Alta compresibilidad $LL > 50\%$

Por lo tanto, un suelo es más compresible a mayor LL. En resumen se puede decir que la importancia de conocer los límites de consistencia es clasificar el suelo en estudio.

Contenido de agua (w) es una de las características más expresivas de las arcillas ya que la mayoría de las propiedades que se analizan, se correlacionan con el contenido de agua, y por definición es la relación entre el peso del agua del material y el peso de su fase sólida varía de 0-∞ en el laboratorio se obtiene pesando la muestra y se seca en un horno a 105°C durante 12 horas para volverse a pesar para obtener W_s , finalmente se calcula a través de la expresión:

$$w\% = \frac{W_m - W_s}{W_s} \cdot 100$$

En el subsuelo del ex-lago de Texcoco el contenido de agua en ocasiones es mayor del 500%.

Densidad de sólidos (S_s) es la relación de los pesos específicos de los sólidos y del agua a 4°C de temperatura. En las arcillas del ex-lago de Texcoco están comprendidas entre 2.00 y 2.70.

Relación de vacíos es la relación entre el volumen de

los vacíos y el de los sólidos de un suelo. Varía de 0 a ∞ , para la zona en estudio oscila entre 0.5 a 16.

Propiedades mecánicas las de primordial importancia para suelos finos, que es la finalidad de este trabajo, son las referentes a Deformación volumétrica o de consolidación y las de resistencia al esfuerzo cortante. La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos constituye uno de los puntos fundamentales de toda la mecánica de suelos.

En 1776 el Ingeniero francés C.A. COULOMB afirma que los suelos presentan cohesión y fricción interna, y es a quien le debemos la Ley de Coulomb que se expresa como sigue:

$$S = C + \sigma \text{Tang}\phi$$

Donde:

S = Resistencia al esfuerzo constante.

C = Cohesión.

N = Esfuerzo normal.

ϕ = Angulo de fricción interna.

Para el caso de suelos cohesivos, la ecuación toma la forma $S = C$ y para suelos friccionantes $S = \sigma \text{Tang}\phi$.

Tratándose de suelos susceptibles de emplearse para formar zonas convencionalmente impermeable, el método mecánico más adecuado para los ensayos es la prueba de compresión triaxial; la cual se lleva a efecto en la cámara de compresión triaxial en la que pueden regularse tanto los esfuerzos normales como el grado de saturación, el grado de consolidación y

la velocidad de deformación en una dirección. También puede medirse la presión neutral o presión de poro. Presión que tiene un efecto importantísimo y en ocasiones dominante en la resistencia del material.

Para conocer el comportamiento de un material en diversos estados, lo cual es necesario para los análisis de cimentaciones. Se recomienda siempre llevar a cabo los distintos ensayos de compresión triaxial que se enumeran:

a) Prueba rápida, b) Prueba rápida consolidada, c) Prueba lenta.

El ensayo de la prueba triaxial se lleva a cabo en especímenes de diferentes diámetros, y de acuerdo a estos reciben nomenclaturas para diferenciar una de otra por ejemplo: T.3.6 espécimen de 3.6 cm. de diámetro, siendo ésta la más común.

T.15 espécimen de 15 cm. de diámetro, tiene por objeto ensayar agregados gruesos, como gravas y arenas.

T.38 espécimen de 38 cm. de diámetro y 80 cm. de altura.

Consolidación.- Es el proceso de disminución de volúmenes que tenga lugar en un lapso de tiempo, provocado por un aumento de cargas sobre el suelo.

Los materiales que forman la corteza arcillosa del subsuelo en el ex-lago de Texcoco se caracteriza por su extraordinaria compresibilidad.

La consolidación depende de la permeabilidad del suelo,

al igual que otras condiciones geométricas y de frontera. En las arcillas el proceso es lento que se relaciona a través del tiempo.

La prueba de consolidación estándar consiste en comprimir verticalmente un espécimen del material que se estudia, confinado en un anillo rígido, siguiendo una secuela de cargas establecidas de antemano. En todos los casos y para cada incremento de carga, el espécimen sufre una primera deformación correspondiente al retraso hidrodinámico que se llama consolidación primaria, y también sufre una deformación adicional debida a un fenómeno secundario, que en arcillas se llama retraso plástico.

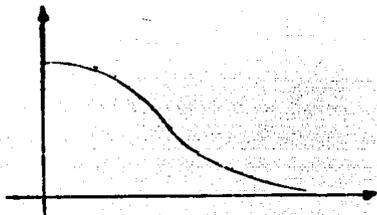
La consolidación primaria llamada también unidireccional o unidimensional, en este proceso el volumen de la masa del suelo disminuye mientras que los desplazamientos horizontales son nulos.

El objeto de una prueba de consolidación es determinar el decremento de volumen y la velocidad con que este decremento se reduce, en un espécimen de suelo confinado lateralmente y sujeto a una carga axial.

Para cada incremento de carga aplicada se miden los cambios volumétricos, usando intervalos apropiados para efectuar las mediciones en el extensómetro y conocer las deformaciones a diferentes tiempos.

Los datos anteriores conducen a la obtención de la curva

de consolidación. Estas curvas se efectúan una para cada incremento de carga aplicada: graficándose sobre el eje de las ordenadas las lecturas del micrómetro en escala natural, y los tiempos sobre el eje de las abscisas en escala logarítmica, resultando las curvas de este tipo:

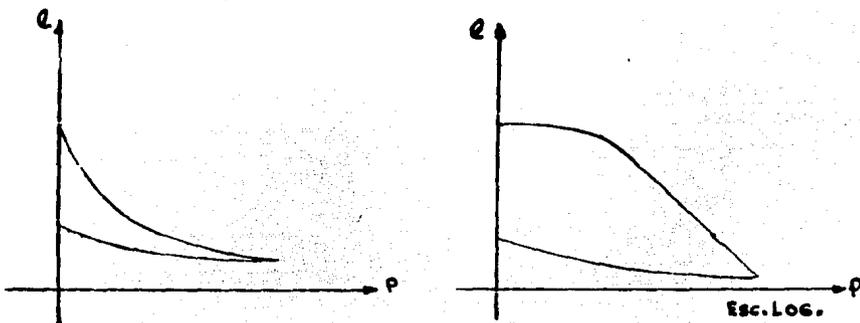


Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así para cada incremento de carga se tiene un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen.

Cuando durante la prueba se hayan aplicado todos los incrementos de carga que generalmente son siete hasta llegar al valor de la máxima presión y a partir de éste el espécimen se somete a una segunda etapa correspondiente a la de descarga, sometiendo el espécimen a cargas decrecientes hasta llegar a la carga nula, permaneciendo cada decremento el tiempo necesario para que la velocidad se reduzca práctica-

mente a cero. Se procede inmediatamente a graficar los valores de la presión actuante en el eje de las abscisas en escala natural o logarítmica y sobre las ordenadas la relación de vacíos correspondiente en escala natural. Esta curva es conocida como curva de compresibilidad.

La forma típica de estas curvas son:



En resumen con la prueba de consolidación se obtienen los siguientes coeficientes.

Av.- Coeficiente de compresibilidad que representa en módulo la pendiente de la curva de compresibilidad.

En el punto de que se trate físicamente mide la razón de variación de la relación de vacíos con la presión.

$$A_v = - \frac{\Delta e}{\Delta P} = \frac{e_2 - e_1}{P_2 - P_1} \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

Cuando Av es alto se trata de un suelo muy compresible.

Cuando Av es bajo se trata de un suelo no susceptible de grandes cambios de volumen.

Cv.- Coeficiente de consolidación.

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

$$Cv = \frac{0.197 H^2 m}{t_{50}}$$

Km.- Coeficiente calculado de permeabilidad.

$$Km = \frac{Av Cv \gamma_w}{(1+e_m)_{1000}} \text{ cm/seg.}$$

m_v .- Coeficiente de variación volumétrica. Físicamente expresa la compresibilidad del suelo relacionándola con su volumen inicial.

$$m_v = \frac{Av}{(1+e)}$$

De acuerdo a los estudios realizados, las formaciones superiores del subsuelo en la zona del antiguo lago de Texcoco son las siguientes:

- a) Manto superficial (MS) constituido por arcillas consolidadas por secado, arenas limosas y limos arcillosos con un contenido de agua promedio de 61% su espesor medio de 1.5 m.
- b) Formación arcillosa superior (FAS) su espesor varía en dirección Norte-Sur de 17 m. Aproximadamente en el caracol a más de 40 m. En el bordo de Kochiaca en dirección oriente-poniente varía entre 38 y 17 del camino Peñón Texcoco. Como se observa en las figuras 1 y 2.
- c) Capa dura (CD) su espesor varía de 3.5 m. en el norte y

oriente hasta desaparecer en ocasiones. En Cd. Netzahualcōyotl. La constituyen primordialmente suelos limo-arenosos, arenosos y limos intercalados en ocasiones por materiales arcillosos. Su contenido de agua medio es de 59% y su resistencia a la penetración estándar es variable aún en la misma zona con valores extremos de 8 a más de 50 golpes.

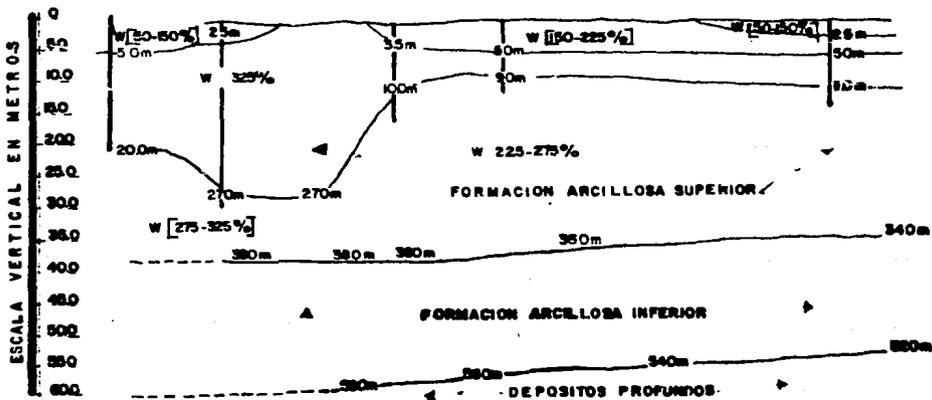
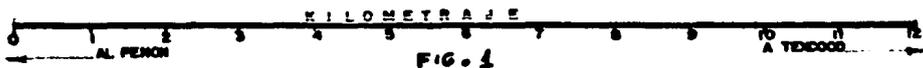
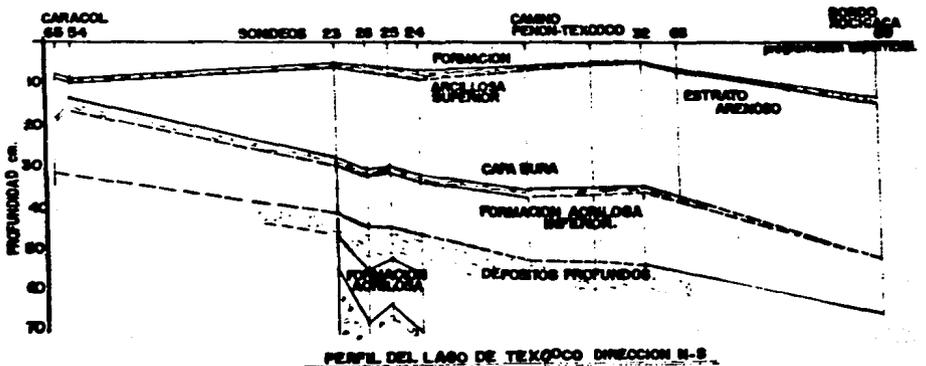
d) Formación arcillosa inferior (FAI) tiene un espesor variable entre 20 m. al centro del lago, disminuyendo hacia la periferia sobre el oriente a 3 m. Su contenido de agua medio es de 255% además es menos compresible y tiene mayor resistencia al corte en comparación con la formación arcillosa superior.

e) Depósitos profundos.- Conocidos también como segunda capa dura, constituidos por limos, arenas finas y limosas muy compactas. Su profundidad está comprendida entre 24 m. en la parte oriente, a más de 64 m. en las inmediaciones del bordo Xochiaca. Su contenido de agua es de 50% y su resistencia a la penetración estándar es mayor de 50 golpes.

f) Tercera formación arcillosa con contenido de agua medio de 147%, con valores máximos del orden de 280%.

g) Depósitos profundos inferiores.- Se localizan estratos arenosos, limosos y limo-arenosos que en ocasiones contienen arcillas y gravas. Su contenido medio de agua es de 37%.

A continuación se presenta la estratigrafía promedio del antiguo Lago de Texcoco, en la cual figuran sus propiedades índice y mecánicas.



NOTAS.

LA ESCALA VERTICAL O, CORRESPONDE A UN 2257.90m REFERIDA AL NIVEL MEDIO DEL MAR
W—CONTENIDO NATURAL DE AGUA.

PERFIL DE SUELOS A LO LARGO DE LA CARRETERA PEÑON TEXCOCO, ORIGEN EN UNIDAD ARAGON.

FIG. 2

VALORES MEDIOS DE PROPIEDADES INDICE EN LAS FORMACIONES DEL
LAGO DE TEXCOCO

PROPIEDADES	CONTENIDO NATURAL DE AGUA W (%)		LIMITE LIQUIDO LL (%)		LIMITE PLASTICO LP (%)		DENSIDAD DE SOLIDOS ρ_s		RELACION DE VACIOS		RESIS. AL CORTE (Kg/cm ²)	
	VALOR MEDIO	n	VALOR MEDIO	n	VALOR MEDIO	n	VALOR MEDIO	n	VALOR MEDIO	n	VALOR MEDIO	n
FORMACION SUPERFICIAL	61	112	99	15	44	15	2.50	24	1.7	23	0.15	23
FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR	303	3355	301	624	71	624	2.46	2479	7.3	2466	0.13	1707
CAPA DURA	59	109	71	24	37	24	2.53	9	1.2	9	0.88	8
FORMACION ARCILLOSA INFERIOR	255	950	242	188	66	179	2.45	604	5.9	604	0.32	271
DEPOSITOS PROFUNDOS SUPERIORES	49	476	94	54	47	54	2.42	8	1.5	8	0.54	2
TERCERA FORMACION ARCILLOSA	147	227	182	50	68	50	2.27	6	3.5	6	0.48	5
DEPOSITOS PROFUNDOS INFERIORES	37	298	48	26	25	26						

n - NUMERO DE DETERMINACIONES

CAPITULO III. CAPACIDAD DE CARGA Y ANALISIS DE ASENTAMIENTOS.

III.1 Análisis de asentamientos.

Una vez conocidos los parámetros m_v , C_v , A_v , K , etc. Conforme a la teoría de consolidación se puede calcular el asentamiento total que sufriría la masa de un estrato de arcilla de espesor "H". De acuerdo a la siguiente expresión:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e} H$$

$$\text{Pero } A_v = \frac{\Delta e}{\Delta P} \quad \therefore \quad \Delta e = A_v \Delta P$$

$$\Delta H = \frac{A_v}{1+e} \Delta P H \quad \text{Pero } m_v = \frac{A_v}{1+e}$$

$$\Delta H = m_v \Delta P H$$

Donde:

m_v - ya fue calculado a través de la consolidación.

H - Es el espesor del estrato.

ΔP - Es el incremento de esfuerzo en la masa del suelo a la profundidad que se analice.

Este último parámetro se determina con la teoría de Boussinesq como se describe a continuación.

Los esfuerzos provocados en un punto de una masa de suelo, depende del tipo de cargas a que esté sometido, y la posición que se requiera. Los casos más comunes son:

a) Carga concentrada.

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} P_0 \qquad P_0 = \frac{3}{2\pi} \left[1 + \frac{1}{\left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2}$$

Los valores de P_0 dependen exclusivamente de la relación r/z y para su determinación nos apoyamos en valores ya tabulados para diferentes relaciones r/z .

b) Carga lineal uniformemente distribuida en su longitud.

$$\sigma_z = \frac{P}{z} P_0$$

En este caso, se recurren a 2 parámetros "m" y "n" para determinar el valor de P_0 , con apoyo en la gráfica de Fadum donde:

$$m = \frac{x}{z} \qquad \text{y} \qquad n = \frac{y}{z}$$

c) Carga uniforme sobre carga rectangular, con w unidades de carga por unidad de área.

Donde W_0 se obtiene de la misma forma que en el caso anterior, pero en gráfica diferente, siendo para este caso la de Boussinesq.

III.2 CAPACIDAD DE CARGA.

El problema de capacidad de carga es de suma importancia para el diseño de una cimentación.

Prandtl. Fue el primero en calcular la carga límite que puede soportar un suelo y propuso la fórmula siguiente:

$$q_c = (\pi + 2) C$$

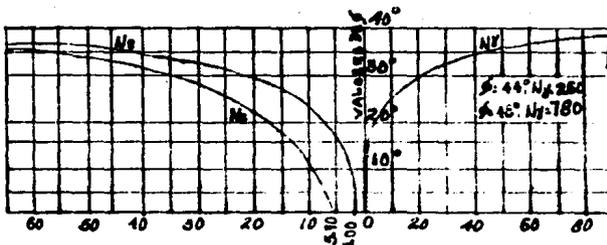
Posteriormente K. Terzaghi propone su teoría que en la actualidad es la más usada para el cálculo de capacidad de carga en los problemas prácticos, especialmente en el caso de cimientos poco profundos. Esta teoría es la que cubre el caso más general, de suelo con cohesión y fricción, como se indica:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde:

q_c - Presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla.

N_c , N_q y N_γ son coeficientes adimensionales que dependen solo del ángulo de fricción interna ϕ y se denominan coeficientes de carga, que mediante sus estudios logra establecer estos valores en la gráfica siguiente:



Tratándose de suelos puramente cohesivos, donde $C = 0$, $\phi = 0$ utilizando la gráfica anterior los valores de N_c , N_q y N_γ son constantes e iguales a: $N_c = 5.7$, $N_q = 1.00$, $N_\gamma = 0$ que al sustituirlos en la ecuación general de Terzaghi quedaría de la forma: $q_c = 5.7 C + \gamma Df$ siendo esta la ecuación comunmente usada para suelos cohesivos en cimientos de longitud infinita.

Así mismo Terzaghi propuso las formas de calcular la capacidad de carga en zapatas cuadradas y circulares:

$$\text{Zapata cuadrada } q_c = 1.3 C N_c + \gamma Df N_q + 0.4 \gamma BRN_\gamma$$

$$\text{Zapata circular } q_c = 1.3 C N_c + \gamma Df N_q + 0.6 \gamma BRN_\gamma$$

que para suelos finos se convierten de la forma siguiente:

$$q_c = 7.41 C + \gamma Df$$

TEORIA DE SKEMPTON

Skempton propone su teoría que es análoga a la de Terzaghi para suelos puramente cohesivos $q_c = C N_c + \gamma Df$

La diferencia estriba en que N_c no es constante e igual a 5.7 sino que varía conforme a la relación D/B.

donde:

D = Profundidad de entrada en el suelo resistente.

B = Ancho del cimiento.

Así mismo Skempton, los valores de N_c conforme a la relación de D/B los grafica como se indica en la figura 3.

La teoría de Skempton es la más apropiada para el análisis

sis de cimentaciones superficiales en suelos cohesivos.

A continuación se procede a resolver un ejemplo referente a la teoría capacidad de carga y análisis de asentamientos.

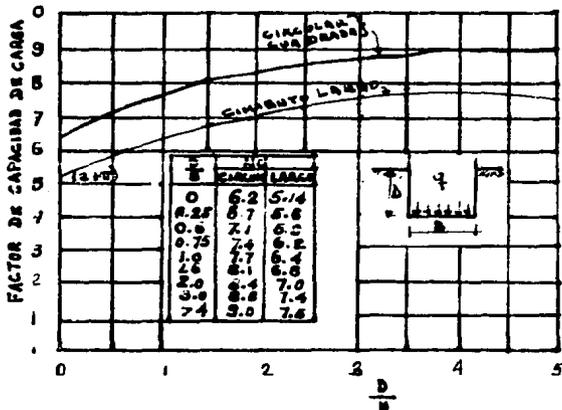
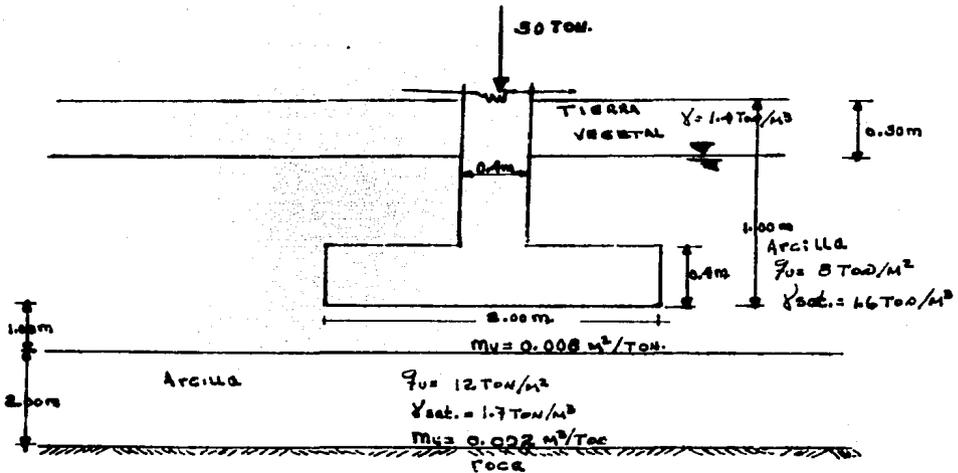


FIGURA 3.

Revise la estabilidad de la siguiente zapata de concreto reforzado. Por los conceptos: a) Asentamientos, b) Capacidad de carga por resistencia al corte. Utilizando un F.S. = 3 y como condición que el asentamiento permisible es de 8 cm.



SOLUCION

a) ASENTAMIENTOS.

$$\frac{r}{z} = 0, \quad I = 0.9299$$

$$\sigma_z = \frac{0.9299 \times 30}{4} = 6.9742 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Para } z = 0.5$$

$$I = 0.3361 \quad \text{Para } z = 2.00$$

$$\sigma_z = \frac{0.3361 \times 30}{4} = 2.5208 \text{ ton/m}^2$$

En el estrato 1.

$$\Delta H = m_v \Delta PH = 0.008 \times 6.9742 \times 1 = 0.05579$$

En el estrato 2.

$$\Delta H = 0.002 \times 2.5208 \times 2 = 0.01008$$

$$\dot{\epsilon}_T = 0.05579 + 0.01008 = 0.06587$$

$$\dot{\epsilon}_T < \dot{\epsilon}_P \quad \text{ó sea} \quad 0.06587 < 0.08 \text{ m.}$$

∴ Pasa por Asentamientos.

b) CAPACIDAD DE CARGA.

$$q_a = \frac{C N_c}{F.S.} + \gamma D_f$$

utilizando la Teoría de Skempton

$$\frac{D}{B} = \frac{0.7}{2} = 0.35 \quad , \quad N_c = 7.10$$

OBTENCION DE LA COHECION.

$$C_1 = \frac{8}{2} = 4 \text{ ton/m}^2$$

$$C_2 = \frac{12}{2} = 6 \text{ ton/m}^2$$

$$C_{\text{PROM.}} = \frac{C_1 + C_2}{2} = \frac{4 + 6}{2} = 5$$

$$C_{\text{PROM.}} = 5 \text{ ton/m}^2$$

$$q_a = \frac{5 \times 7.10}{3} + (.3)(1.4) + (.7)(.6) = 12.17 \text{ ton/m}^2$$

$$q_n = \frac{30}{4} = 7.5 \text{ ton/m}^2$$

$$q_a > q_n \quad \text{ó sea} \quad 12.17 > 7.5$$

∴ Pasa por Resistencia al Corte.

CAPITULO IV. CORRELACIONES ESTADISTICAS.

En la ejecución de los estudios de mecánica de suelos se presentan en ocasiones tales que hacen que se requiera una exploración relativamente rápida del subsuelo, dado que no se justifica un trabajo sofisticado que comprenda la exploración con muestreo inalterado, pruebas de placa, etc.

En el caso del estudio de una cimentación de una estructura, es necesario hacer una exploración de campo y efectuar además pruebas de laboratorio. Al ir creciendo una ciudad aumenta obviamente el número de estudios y aumenta también el número de sondeos y pruebas de laboratorio. Después de un cierto lapso se dispone, para una localidad dada, de experiencia e información respecto a las características del subsuelo de la misma. Resulta conveniente, por consiguiente, que se dé un tratamiento estadístico a la información recabada.

Para un mejor entendimiento de lo que es correlación estadística, se exponen más adelante dos ejemplos, con información del subsuelo correspondientes al Lago de Texcoco. Utilizando las curvas de regresión y predicción, que finalmente es con la que se trabaja.

IV.1 ANALISIS DE REGRESION

Es línea que describe la relación promedio entre dos variables.

El análisis de correlación son las técnicas usadas para medir el grado de la relación entre dos variables. El cálculo concerniente al grado de relación está basado en la ecuación de regresión. El análisis de regresión y correlación puede ser: simple, múltiple y parcial. Para los fines que se persiguen en este trabajo, se analizará solamente, el caso más usual que es la correlación simple, la que se refiere para cuando se cuentan con dos variables.

El método consiste en obtener la ecuación de regresión y es a través de los mínimos cuadrados, que tiene la forma siguiente:

$$Y = mx + b$$

de donde:

$$m = \frac{\sum_{i=1}^{i=N} X_i Y_i - (1/n \sum_{i=1}^{i=N} X_i) (\sum_{i=1}^{i=N} Y_i)}{\sum_{i=1}^{i=N} X_i^2 - 1/N (\sum_{i=1}^{i=N} X_i)^2}$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^{i=N} Y_i - m \sum_{i=1}^{i=N} X_i}{N}$$

Siendo N el número de pares de valores con que se cuenta posteriormente, es necesario determinar el parámetro que determina la variación total de la recta de regresión. Denominado coeficiente de correlación lineal, mediante la ecuación siguiente:

$$r = \frac{N \sum_{i=1}^{i=N} XY - \left(\sum_{i=1}^{i=N} X \right) \left(\sum_{i=1}^{i=N} Y \right)}{\sqrt{\left[N \sum_{i=1}^{i=N} X^2 - \left(\sum_{i=1}^{i=N} X \right)^2 \right] \left[N \sum_{i=1}^{i=N} Y^2 - \left(\sum_{i=1}^{i=N} Y \right)^2 \right]}}$$

Si $r \neq 1$ se dice que hay una correlación lineal perfecta.

Si $r = 0$ entonces la variación total no se puede explicar.

La estimación del valor desfavorable de la variable dependiente "Y" se puede llevar a cabo empleando el concepto de predicción estadística, en función de una variable independiente X_0 , para un nivel de significancia α , el cual está dado por la ecuación debida a Miller y Freund 1965.

$$Y' = m X_0 + b - t_{\alpha} \text{ se } \sqrt{1 + 1/N + \frac{N (X_0 - \bar{X})^2}{S_{xx}}}$$

Donde: \bar{X} = media de la variable independiente.

$$S_{xx} = N (N - 1) S^2_x$$

$$S^2_e = \frac{S_{xx} S_{yy} - S^2_{xy}}{N(N - 2) S_{xx}}$$

$$S^2_x = \frac{\sum_{i=1}^{i=N} X_i^2 - 1/N \left(\sum_{i=1}^{i=N} X_i \right)^2}{N - 1}$$

$$S^2_y = \frac{\sum_{i=1}^{i=N} Y_i^2 - 1/N \left(\sum_{i=1}^{i=N} Y_i \right)^2}{N - 1}$$

$$S_{xy} = N \sum_{i=1}^{i=N} X_i Y_i - \left(\sum_{i=1}^{i=N} X_i \right) \left(\sum_{i=1}^{i=N} Y_i \right)$$

t_α = Variable aleatoria con distribución de probabilidad t de student, con $N-1$ grados de libertad.

VI.2. EJEMPLOS:

Ejemplo N°. 1.

Se trata de correlacionar propiedades índice y propiedades mecánicas. Siendo el índice plástico la variable independiente y la resistencia a la compresión simple " q_v " la variable de pendiente, de la Zona del Lago de Texcoco.

Ejemplo N°. 2.

Es similar al anterior solo que la diferencia estriba en que la resistencia a la compresión es obtenida a través de la veleta y se denomina " s_v ".

IV.2. EJEMPLOS:

Ejemplo 1.

X	Y	XY	X ²	Y ²
206.5	.32	66.08	42642.25	.1024
243.8	.40	97.52	59438.44	.1600
240.1	.42	100.84	57648.01	.1764
211.3	.43	90.86	44647.69	.1849
277.4	.47	130.38	76959.76	.2209
243.9	.51	124.39	59487.21	.2601
222.1	.53	117.71	49328.41	.2809
250.0	.53	132.5	62500.00	.2809
250.2	.54	135.11	62600.04	.2916
227.7	.54	122.96	51847.29	.2916
243.2	.59	143.49	59146.24	.3481
219.0	.61	133.59	47961.00	.3721
179.5	.62	111.29	32220.25	.3844
195.3	.63	123.04	38142.09	.3969
211.4	.67	141.64	44689.96	.4489
160.10	.67	107.37	25632.01	.4489
170.5	.67	117.64	29070.25	.4761
235.1	.69	162.22	55272.01	.4761
158.1	.72	113.83	24995.61	.5184
209.8	.74	155.25	44016.04	.5476
197.3	.77	151.92	38927.29	.5929
209.5	.78	163.41	43890.25	.6084
212.9	.82	174.58	45326.41	.6724
228.1	.82	187.04	52029.61	.6724
170.0	.82	139.4	28900.00	.6724
214.0	.85	181.9	45796.00	.7225
176.5	.86	151.79	31152.25	.7396
159.8	.87	139.02	25536.04	.7569
181.40	1.23	223.12	32905.96	1.5129
174.10	1.41	245.48	30310.81	1.9881
35.7	.48	17.136	1274.49	.2304
36.7	.55	20.185	1346.89	.3025
128.8	1.03	132.664	16589.44	1.061
125.8	.83	104.414	15825.64	.6889
181.3	.87	157.73	32869.69	.7569
183.8	.99	181.96	33782.44	.9801
142.1	.87	123.627	20192.41	.7569
144.4	.86	124.184	20851.36	.7396
278.7	.76	211.81	77673.69	.5776
281.7	.81	228.17	79354.89	.6561
419.1	.36	150.87	175644.81	.1296
414.2	.54	96.88	171561.64	.2916
190.7	.38	88.11	36366.49	.1444

Continda

Ejemplo 1.

X	Y	XY	X ²	Y ²
215.3	.45	96.88	46354.09	.2025
383.1	.23	88.11	146765.61	.0529
379.9	.33	125.37	144324.01	.1089
396	.57	225.72	156816	.3249
392.8	.42	164.976	154291.84	.1764
362.4	.30	108.72	131333.76	.09
357.5	.23	82.22	127206.25	.0529
390.2	.24	93.64	152256.04	.0576
406.2	.46	186.85	164998.44	.2116
364.4	.26	94.744	132787.36	.0676
381.4	.30	114.42	145465.96	.09
294.9	.49	144.5	86966.00	.2401
298	.41	122.18	88804.00	.1681
297.1	.50	148.55	88268.41	.250
296.2	.59	174.758	87734.44	.3481
356	.36	128.16	126736.0	.1296
357.2	.52	185.74	127591.84	.2704
88.1	.65	57.265	7761.61	.4225
90.2	.67	60.43	8136.04	.4489
356.1	.43	153.12	126807.21	.1849
356	.30	106.8	126736	.090
120.8	.48	57.98	14592.64	.2304
115.2	.46	53.452	13502.44	.2116
15897.60	39.53	8708.73	4453180.04	27.3512

$$N = 66$$

$$\bar{X} = \frac{15897.60}{66} = 240.87 \quad r = 0.534$$

$$m = \frac{(8708.73) - 1/66 (15897.60) (39.53)}{4'433,184.04 - 1/66 (15897.60)^2} = -0.001346$$

$$b = \frac{(39.53) + (0.001346) (15897.60)}{66} = 0.923$$

Y = -0.001346X + 0.923 ECUACION DE REGRESION.

X	0	50	100	200	300	400
Y	.92	.86	.79	.65	.52	.38

$$S_y^2 = \frac{(27.3512) - 1/66 (39.53)^2}{65} = 0.0565; \quad S_y = 0.23778$$

$$S_x^2 = \frac{(4'433,180.04) - 1/66 (15897.60)^2}{65} = 9290.49; \quad S_x = 96.39$$

$$S_{xx} = (66) (65) (9290.49) = 39856202$$

$$S_{yy} = (66) (65) (0.0565) = 242.385$$

$$S_{xy} = (66) (8708.73) - (15897.60) (39.53) = - 53655.95$$

$$S^2_{xy} = 2.87896 \times 10^9$$

$$S^2_e = \frac{(39856202) (242.385) - 2.87896 \times 10^9}{(66) (64) (39856202)} = 0.040282$$

$$S_e = 0.2007 \approx 0.20$$

$$Y' = -0.001346X_0 + 0.923 \pm 0.2 \text{ta} \sqrt{1.167 + \frac{66(X_0 - 240.87)^2}{39856202}}$$

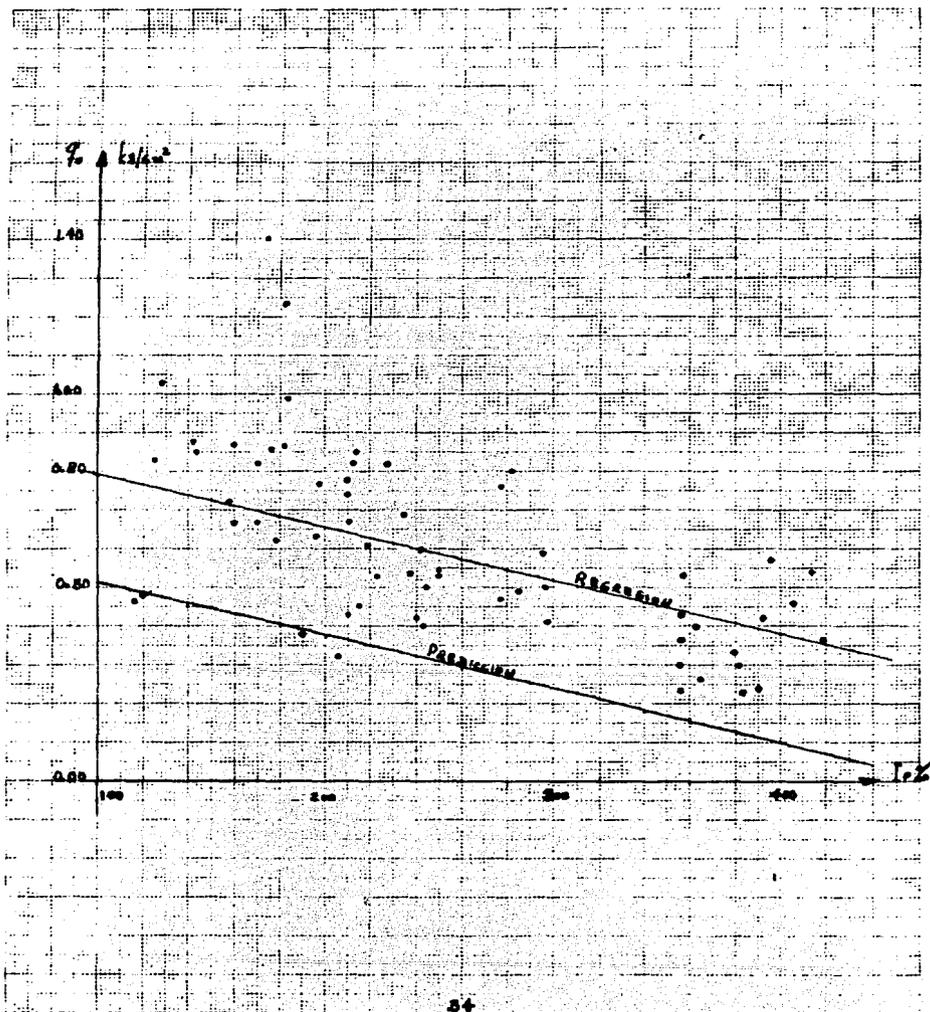
$$Y' = -0.001346X_0 + 0.923 - 0.2 \text{ta} \sqrt{1.167 + 0.00000166(X_0 - 240.87)^2}$$

Adoptando un nivel de significancia α igual a 10%.

$$\text{ta} = 1.295$$

$$Y' = -0.001346 + 0.923 - 0.259 \sqrt{1.167 + 0.00000166(x_0 - 240.87)^2}$$

x_0	0	20	40	60	80	100	200	300	340	360	380	400	420	440
Y'	.63	.61	.58	.56	.53	.50	.37	.24	.18	.16	.13	.10	.07	.04



Ejemplo 2.-

Y	X	XY	X ²	Y ²
1.05	0.10	0.105	0.010	1.1025
1.16	63.10	73.196	3981.61	1.3456
0.71	40.10	28.471	1608.01	0.5041
0.81	77.50	62.775	6006.25	0.6561
0.52	58.20	30.264	3387.24	0.2704
0.36	144.20	51.912	20793.64	0.1296
0.31	132.40	41.044	17529.76	0.0961
0.34	221.70	75.378	49150.89	0.1156
0.26	404.00	105.04	163216.00	0.0676
0.23	176.70	40.541	31222.89	0.0529
0.26	332.50	86.45	110556.25	0.0676
0.27	371.50	100.305	138012.25	0.0729
0.22	260.00	57.200	67600.00	0.0484
0.26	363.80	94.588	132350.44	0.0676
0.22	413.10	90.882	170651.61	0.0484
0.26	423.00	109.980	178929.00	0.0676
0.24	326.00	78.240	106276.00	0.0576
0.29	355.90	103.211	126664.81	0.0841
0.32	208.40	66.688	43430.56	0.1024
0.53	186.80	99.004	34894.24	0.2809
0.26	105.60	27.456	11151.36	0.0676
0.26	146.00	37.960	21316.00	0.0676
0.28	263.50	73.780	69432.25	0.0784
0.70	45.10	31.570	2034.01	0.4900
0.55	94.10	51.755	8854.81	0.3025
10.67	5213.30	1617.895	1519049.90	6.2441

N = 25

$$\bar{X} = \frac{5213.30}{25} = 208.50$$

$$r = 0.711$$

$$m = \frac{(1617.89) - 1/25 (5213.30)(10.67)}{1'519049.90 - 1/25(5213.30)^2} = -0.0014$$

$$b = \frac{10.67 + 0.0014 (5213.30)}{25} = 0.787 \quad 0.719$$

$$Y = -0.0014X + 0.719 \quad \text{ECUACION DE REGRESION}$$

X	0	50	100	200	300	400
Y	.719	.65	.58	.44	.29	.15

$$S_y^2 = \frac{(6.244) - 1/25 (5213.30)^2}{24} = 0.0704 ; S_y = 0.265$$

$$S_x^2 = \frac{(1'519049.90) - 1/25 (5213.30)^2}{24} = 17996.25 ; S_x = 134.15$$

$$S_{xx} = (25)(24)(17996.25) = 10'797,750$$

$$S_{yy} = (25)(24)(0.0704) = 42.15$$

$$S_{xy} = (25)(1617.89) - (5213.30)(10.67) = 15178.67$$

$$S_{xy}^2 = 2.30391 \times 10^8$$

$$S^2 e = \frac{(10797750)(42.15) - (2.30391)(10^8)}{(25)(23)(10797750)} = 0.03619 ; S_e = 0.19$$

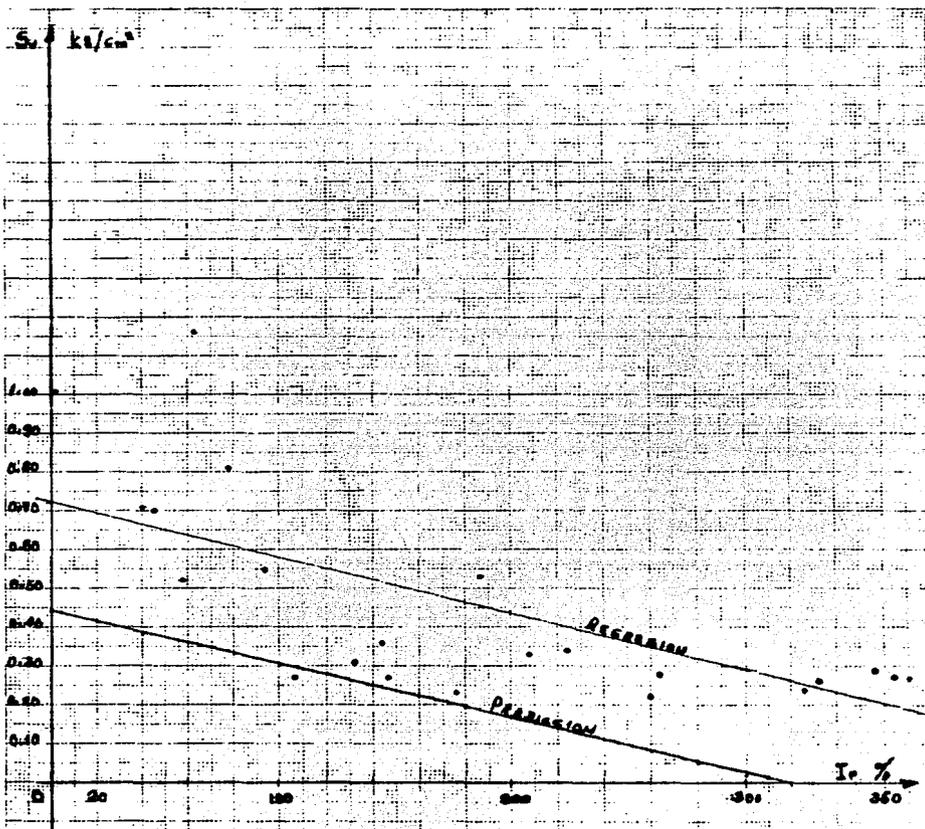
$$Y' = -0.00141x_0 + 0.719 + 0.19 \text{ ta} \sqrt{1.167 + 0.0000023(x_0 - 208.5)^2}$$

Adoptando un nivel de significancia α igual a 10%.

$$\text{ta} = 1.318$$

$$Y' = -0.00141x_0 + 0.719 - 0.25 \sqrt{1.167 + 0.0000023(x_0 - 208.5)^2}$$

X ₀	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	300	320
Y'	.44	.41	.38	.36	.33	.30	.28	.25	.22	.19	.17	.02	-.006



CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- a) Siempre es recomendable en el estudio del diseño de cimentaciones efectuar o realizar pruebas de campo y laboratorio.
- b) Cuando no se tienen los medios para realizarlos es recomendable hacer correlaciones estadísticas de los estudios que se han realizado en la zona para conocer las propiedades del subsuelo.
- c) Por el crecimiento de las ciudades se realizan continuamente estudios geotécnicos, que realizando un estudio estadístico de estos, podemos utilizar las correlaciones estadísticas para conocer las propiedades del suelo, sin realizar tantas pruebas de laboratorio como de campo. Para casas habitación de uno ó dos niveles.
- d) En toda correlación que se efectúe es necesario recabar la máxima información de que se cuente, para mayor confiabilidad de ésta.
- e) Este trabajo no pretende abarcar todo sobre correlaciones estadísticas en suelos, sino que solamente se presentó como guía de lo que puede ayudar la estadística a la mecánica de suelos, se recomienda que se siga trabajando en este aspecto.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- RAUL J. MARSAL Y MARCOS MAZARI. "El subsuelo de la ciudad de México, Edit. UNAM.
- 2.- SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS, A.C. "El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México", SIMPOSIO - 10 marzo, 1978.
- 3.- M.EN I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA. "Aplicaciones de la Estadística a la arcilla de la formación Tacubaya del Valle de México", REVISTA INGENIERIA, UNAM, No.4 - 1982.
- 4.- M.EN I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA. "Empleo de correlaciones en mecánica de suelos", REVISTA INGENIERIA, UNAM, No. 2 - 1982.
- 5.- ING. HECTOR SANGINES GARCIA. "Apuntes de clase de la materia Geotecnia III".
- 6.- JUAREZ BADILLO E., RICO RODRIGUEZ A. "Mecánica de suelos", TOMO II, Edit. Limusa, 1979.
- 7.- JUAREZ BADILLO E., RICO RODRIGUEZ A. "Mecánica de suelos", TOMO I, Edit. Limusa, 1975.

8.- MURRAY R. SPIEGEL, "Probabilidad y estadística", McGraw
Hill, 1985.