

600159 G-10022



**SERIE DE EJERCICIOS
DE CIMENTACIONES**

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA

MARCO TULIO GAMEZ PANCHAME

02100 G-600159

I N D I C E

	Página
1. INTRODUCCION	1
PROBLEMAS DE CIMENTACIONES CON:	
2.1 Zapatas en roca caliza	3
2.2 Zapatas en suelos friccionantes	17
2.3 Zapatas en suelos friccionantes	35
2.4 Zapatas en suelos arcillo-arenos	43
3.1 Pilotes de adherencia	59
3.2 Pilotes inclinados	77
3.3 Pilotes de adherencia	103
3.4 Pilotes de punta	121
4.1 Cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción y sobrecompensada	145
4.2 Cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción y compensada	169
4.3 Cimentación parcialmente compensada con pilotes de control	195
4.4 Varios tipos de cimentaciones	217
5.1 Pilas de cimentación	269
5.2 Pilas de cimentación	281
6.1 Cilindros	295
APENDICE I. Gráficas de diseño	308
REFERENCIAS	316
BIBLIOGRAFIA	317



G.600159

Se presenta en este cuaderno, una recopilación de diversos problemas de Cimentaciones, realizada como Tesis Profesional por un alumno de la Facultad, esperando sirvan como complemento a la clase de Cimentaciones que se imparte dentro de la Sección de Geotecnia. Agradecemos de antemano que las sugerencias u observaciones que puedan contribuir a mejorar este cuaderno, sean comunicadas a la Sección de Geotecnia de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M.

Atentamente
SECCION DE GEOTECNIA

CAPITULO I
INTRODUCCION



651009 G

de l'année en tête de l'ouvrage, une compilation de diverses études
de l'année en tête de l'ouvrage, une compilation de diverses études
de l'année en tête de l'ouvrage, une compilation de diverses études
de l'année en tête de l'ouvrage, une compilation de diverses études
de l'année en tête de l'ouvrage, une compilation de diverses études
de l'année en tête de l'ouvrage, une compilation de diverses études
de l'année en tête de l'ouvrage, une compilation de diverses études
de l'année en tête de l'ouvrage, une compilation de diverses études
de l'année en tête de l'ouvrage, une compilation de diverses études
de l'année en tête de l'ouvrage, une compilation de diverses études

Alimentaire
SOCIÉTÉ DE L'ÉDITION

CAPITULO I

INTRODUCCION

INTRODUCCION

El objeto fundamental de este trabajo es servir de -- complemento a la clase de cimentaciones del área de mecánica de suelos, al proporcionar al estudiante de la materia la in formación necesaria sobre estudios reales de diferentes ti-- pos de cimentaciones, mediante la cual podrá aplicar sus co- nocimientos teóricos adquiridos.

Estos apuntes se presentan a manera de problemas. En una primera parte se proporcionan las características del - proyecto en estudio, como es su localización, edificios de - que está compuesto, geometría de los miembros estructurales- y magnitud y distribución de las cargas. A continuación se- describen los resultados de los estudios previos del subsue- lo (exploración, muestreo y ensayos de laboratorio) efectua- dos en el predio para obtener la estratigrafía y las propie- dades índice y mecánicas del subsuelo, necesarias para el es- tudio.

En una segunda parte, se incluyen los cálculos y cri- terios para determinar la cimentación más adecuada para el -

edificio, las conclusiones del estudio y recomendaciones pa- ra el diseño y construcción de la cimentación.

Asimismo, se describe el criterio empleado en la reso- lución de cada uno de los problemas que está muy relacionado con la experiencia del especialista que realizó el estudio.

Las tablas y gráficas del Apéndice son consideradas - como las de uso más común para el diseño de las cimentacio-- nes superficiales y profundas.

Durante el desarrollo de cada problema se mencionan - las referencias consultadas para que el estudiante, si así - lo desea, pueda ampliar sus conocimientos sobre el tema.

Cabe mencionar que fue posible realizar este trabajo, gracias a la ayuda facilitada por las compañías: Soiltec, S. A., Solum, S. A., Sección de Mecánica de Suelos de la Facui- tad y, en especial, por la Geotec, S. A.

CAPITULO 2
CIMENTACIONES CON
ZAPATAS

2.1

En la ciudad de Mérida, Yucatán se construirá una planta embotelladora de refrescos.

Elegir el tipo de cimentación más adecuado, y dar las conclusiones y recomendaciones para su diseño y construcción en base a los siguientes datos:

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La planta se construirá en un predio localizado en la esquina sur del cruce de la carretera Mérida-Campeche con el camino de acceso al aeropuerto de la ciudad de Mérida.

Las dimensiones del predio se indican en la figura 1. La superficie es sensiblemente plana.

La planta estará construída por una nave industrial y un cuerpo de oficinas de dos niveles.

La estructura de la nave estará formada por marcos metálicos de 50 m de claros, apoyados en los ejes B y C (fig. 2), separados entre sí 9 m, soportarán una cubierta ligera y transmitirán a la cimentación fuerzas verticales máximas de 41 y 65.5 ton, y fuerzas horizontales del orden de 22 toneladas.

Las columnas de eje A soportarán descargas máximas del orden de 34 toneladas.

EXPLORACION Y MUESTREO

Los trabajos de exploración consistieron de tres sondeos, cuya localización se muestra en la figura 1. Las profundidades alcanzadas por los sondeos fueron de 15.70, 15.82 y 12.30 metros, respectivamente.

Durante la perforación se tuvo cuidado en observar la existencia de cavidades, capas de materiales blandos y sedimentos, rellenando parcial o totalmente las primeras. También se observaron las pérdidas del agua de perforación.

El nivel freático se encontró en los sondeos a 9.20 m de profundidad, respecto a la superficie actual de terreno.

ENSAYES DE LABORATORIO

Con objeto de conocer la resistencia al corte de la roca se prepararon probetas de los núcleos de roca extraídos y se les sometió a ensayos de compresión no confinada. Los resultados de estos ensayos se presentan en la tabla 1. En la misma se agregan los valores de la porosidad, peso específico relativo y peso volumétrico seco.

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS

La estratigrafía y las propiedades de los suelos se basan en las observaciones y resultados de la exploración, en los ensayos de laboratorio y en las características geológicas de la formación.

Superficialmente existe una capa de tierra vegetal y rellenos hasta de 0.40 de espesor, la cual cubre a la roca caliza propia de la plataforma de Yucatán, que en algunas partes del predio aflora.

La roca tiene planos de estratificación horizontales. Su estructura es propia de una formación cárstica, debido a la existencia de cavidades y conductos de disolución que se desarrollan en forma irregular y al azar tanto en la dirección vertical como en la horizontal. Algunas de las cavidades están rellenas de sedimentos producto de la desintegración e intemperismo de la roca o producto de la erosión vertical.

La capa superficial, denominada laja, es muy resistente, siendo su espesor de 1.8 m. La resistencia a la compresión no confinada tiene valores comprendidos entre 78 y 207 Kg/cm² (tabla 1); a esta capa le corresponden los valores más bajos de porosidad y los más altos de peso volumétrico seco.

Continúa abajo de la costra superficial, roca caliza de menor dureza, como lo muestra el por ciento bajo de recuperación de núcleos mostrado en la figura 3 y los valores obtenidos de las pruebas de resistencia. Sin embargo, varía erráticamente debido a la existencia de capas de roca dura y de caliza intemperizada, conocida como sahcab.

En el sondeo SC2 se encontró una cavidad de 2.2 m de

altura y 6.5 m de profundidad, parcialmente rellena con sedimentos. Esta y otras capas de sedimentos observados en los sondeos SC1 y SC3, se localizan sobre el nivel freático. En la figura 3 se muestra la estratigrafía del sondeo SC2 que se considera representativo de toda el área.

Solución:

1. CIMENTACION

Para la elección del tipo de cimentación así como sus características geométricas se tomarán en cuenta los siguientes aspectos: (a) la roca superficial de apoyo se comportará como un elemento rígido y elástico bajo la acción de las cargas relativamente bajas impuestas por la estructura; (b) por las propiedades de la roca, las deformaciones elásticas serán prácticamente nulas o despreciables, rigiendo para el diseño de la cimentación la capacidad de carga por cortante; (c) las cavidades y las capas o bolsas de suelos blandos de existir bajo uno o varios cimientos pueden modificar las consideraciones anteriores.

Por lo tanto, el tipo de cimentación más apropiado es el constituido por cimientos o zapatas, desplantadas a poca profundidad en la capa superficial constituida por la caliza resistente.

A. Cimentación bajo carga vertical

El valor más bajo de la resistencia a la compresión -

no confinada se determinó en muestras extraídas a 2,6 m de profundidad en el sondeo SC2, siendo de 25 Kg/cm² (tabla 1).

La capacidad de carga última para cimientos aislados sujetos a carga vertical, se estima a partir de la siguiente expresión (ref. 1):

$$\text{Considerando a } \phi = 0 \text{ y } c = \frac{q_u}{2}$$

$$qd = c N_c$$

en donde:

qd = capacidad de carga última, en ton/m²

c = cohesión, en ton/m²

Nc = factor de capacidad de carga, adimensional

qu = resistencia a la compresión no confinada, en ton/m²

La cohesión para roca sana es aproximadamente la mitad del valor de la resistencia a la compresión no confinada, 125 ton/m² (12.5 Kg/cm²), y Nc un parámetro cuyo valor es 6; por lo tanto, la capacidad de carga última es:

$$qd = 125 \times 6 = 750 \text{ ton/m}^2$$

B. Cimentación bajo carga inclinada (ref. 2)

La capacidad de carga última de cimientos con base horizontal, sujetos a FV = 41 ton y FH = 22 ton, está afectada por un factor de reducción de 0.44 (ver tabla A-1), siendo su valor neto de:

$$qd = 0.44 \times 750 = 330 \text{ ton/m}^2$$

Para los cimientos sujetos a FV = 65.5 ton y FH = 22-ton el factor de reducción es 0.60 (ver tabla A-1) y dicha capacidad de carga vale:

$$qd = 0.6 \times 750 = 450 \text{ ton/m}^2$$

Las fuerzas horizontales que actuarán en los cimientos de los ejes B y C serán soportadas por la roca trabajando a empuje pasivo.

La capacidad de soporte del terreno trabajando a empuje pasivo, se estima con la siguiente expresión (ref. 2):

$$E_p = 1/2 \gamma H^2 + 2cH$$

en donde:

γ = peso volumétrico (2.2 ton/m³)

c = cohesión (125 ton/m²)

H = altura del cimiento en contacto con la roca (sustituyendo un metro)

Substituyendo valores, se tiene:

$$E_p = 1/2 \times 2.2 \times 1^2 + 2 \times 125 \times 1 = 250 \text{ ton/ml}$$

1.1 Capacidad de carga admisible

La capacidad de carga última en el caso más desfavorable es de 330 ton/m², aplicando un factor de seguridad del orden de 3 para este caso, la capacidad de carga admisible es de:

$$q_a = \frac{qd}{F.S} = 100 \text{ ton/m}^2$$

2. CONCLUSIONES

a) El subsuelo está constituido por roca caliza orgánogénica, típica de la formación Carrillo Puerto. En la superficie es densa, de baja porosidad y resistente, formando una capa o costra de espesor variable, siendo el promedio de 1.8 m. La caliza subyacente es de menor resistencia y contiene cavidades y capas de material blando y sedimentos. La distribución de estos accidentes es irregular tanto en la dirección vertical como en la horizontal.

b) El tipo de cimentación más apropiado es por superficie, consistiendo de zapatas o cimientos desplantados en la caliza superficial.

3. RECOMENDACIONES

Las recomendaciones referentes al tipo, diseño y construcción de los elementos de cimentación, se detallan a continuación:

a) La cimentación estará formada por cimientos aislados, apoyados en la roca superficial resistente, diseñados para una presión de contacto en su base de 100 ton/m².

b) Los cimientos de la nave sujetos a fuerzas verticales y horizontales serán elementos masivos, de sección circular o cuadrada, de concreto reforzado colado en excavaciones hechas en la roca. Transmitirán por empuje pasivo las fuer-

zas horizontales a la roca. La altura de estos elementos o profundidad de excavación en la roca será de 1.2 m. Se recomienda un diámetro o lado de los cimientos de 90 cm para los localizados bajo las columnas sujetas a FV = 65.5 ton y FH = 22 ton, y de 70 cm para aquellos que reciben descargas de FV = 41 y FH = 22 ton (véase fig. 5).

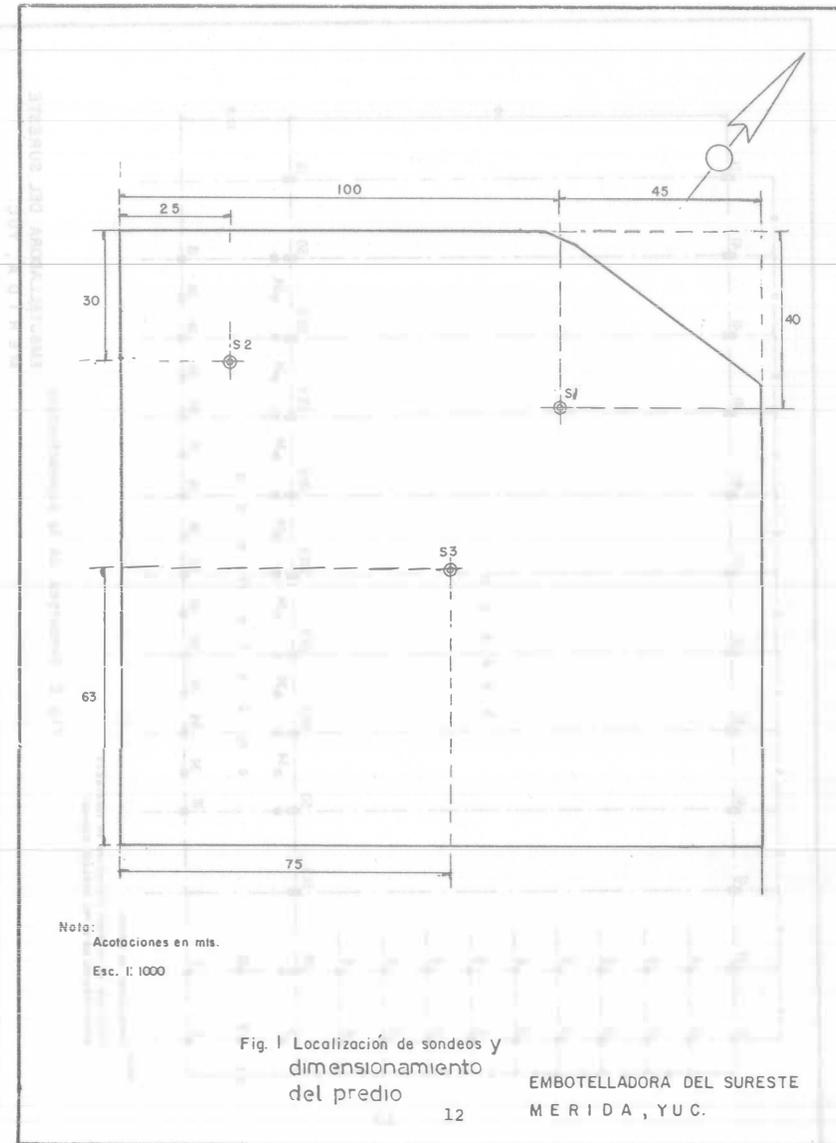
c) Los cimientos restantes, no sujetos a fuerzas horizontales, podrán ser del tipo mencionado en (b) o consistir en zapatas diseñadas apropiadamente para terrenos rígidos, de forma de pirámide truncada (fig. 4), desplazadas por lo menos 20 cm bajo la superficie de la roca. En ambos casos se aplicará la presión de contacto de 100 ton/m² para determinar las dimensiones, cuidando de que éstas sean por lo menos las mínimas requeridas constructivamente.

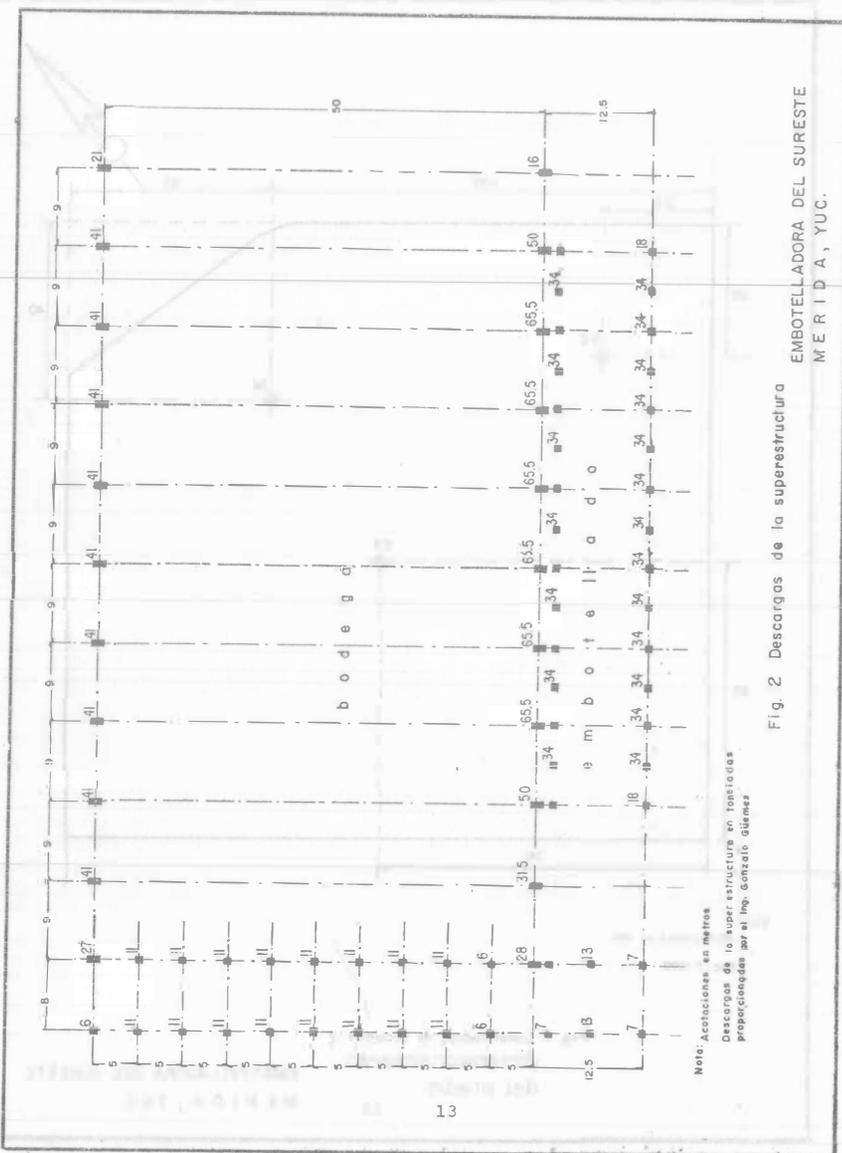
d) Al realizar las excavaciones deberán emplearse las cantidades de explosivos mínimos necesarios, con objeto de evitar la generación de fracturas que pudieran disminuir la capacidad de carga de la roca, especialmente en el caso de los cimientos que transmitirán empuje pasivo.

e) Debido a la irregular distribución de cavidades y capas de materiales blandos o sedimentos, se recomienda que antes de la construcción se determinen mediante perforaciones de exploración, sin obtención de núcleos, las condiciones de la roca bajo cada apoyo y en los sitios donde se localicen equipos y cargas de almacenamiento importantes.

TABLA 1. PROPIEDADES DE LOS ESPECIMENES DE ROCA ENSAYADOS

Sondeo	Profundidad (m)	Resistencia (Kg/cm ²) Qu	Porosidad	Peso específico relativo	Peso volumétrico (ton/m ³)
SC1	1.5	131	0.19	2.70	2.20
	2.6	78	0.26	2.69	2.00
	4.0	37	0.24	2.69	2.05
	14.2	148	0.25	2.68	2.00
SC2	0.9	185	0.14	2.70	2.30
	2.6	39	0.33	2.69	1.81
	2.6	25	0.35	2.70	1.77
	4.0	186	0.18	2.70	2.23
SC3	0.9	207	0.15	2.69	2.29
	1.5	132	0.18	2.70	2.21
	2.6	103	0.17	2.71	2.26
	4.0	25	0.36	2.71	1.80





EMBOTELLADORA DEL SURESTE
MÉRIDA, YUC.

Fig. 2 Descargas de la superestructura

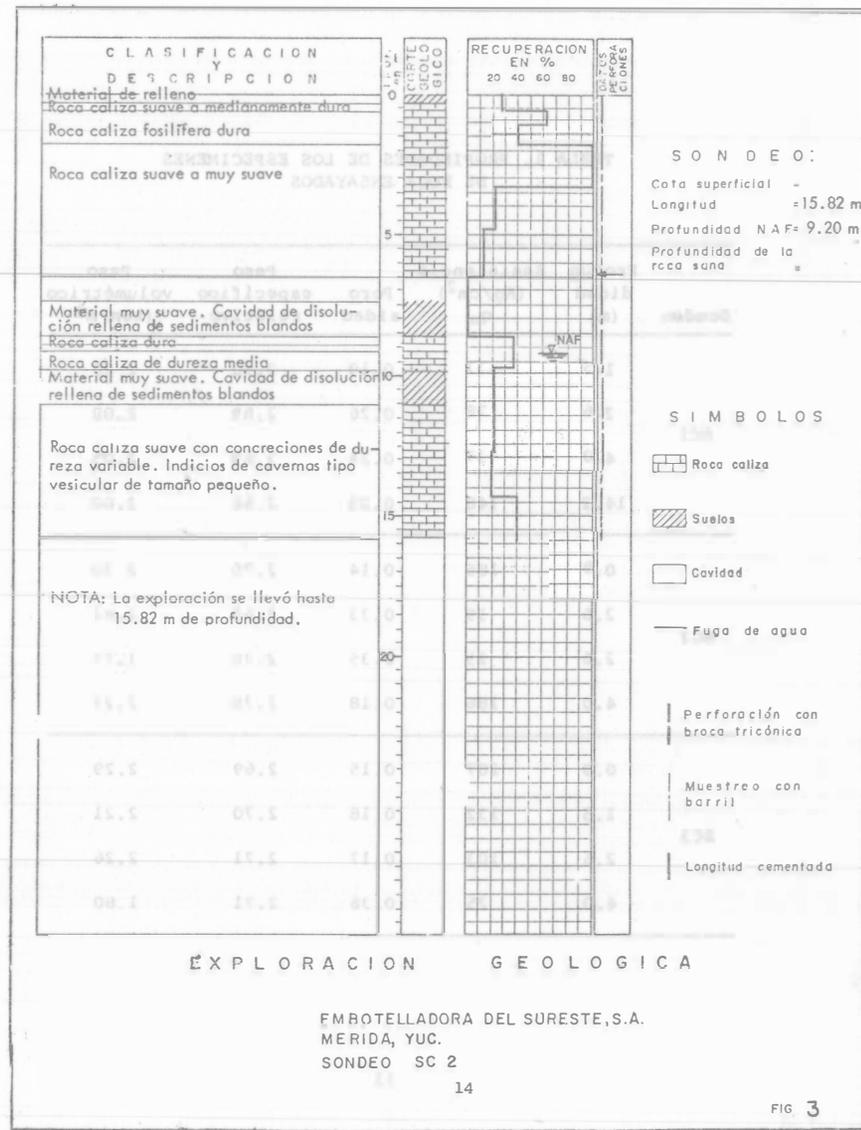


FIG 3

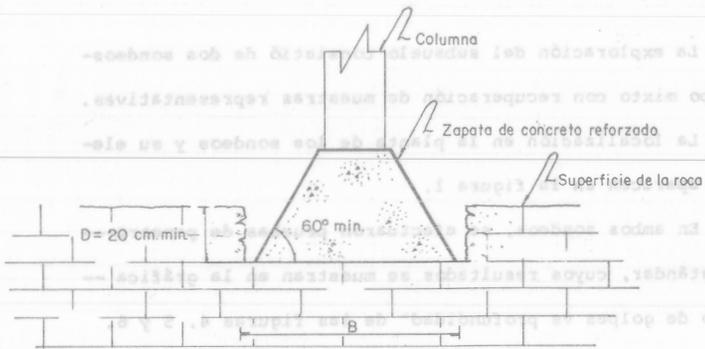


Fig. 4 esquema de una zapata sujeta a fuerza vertical de forma de pirámide truncada

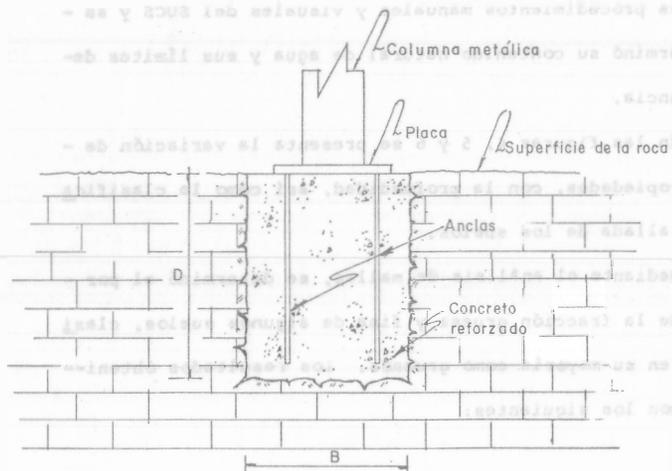


Fig 5 esquema de un cimiento sujeta a fuerza vertical y horizontal

El Instituto Mexicano del Seguro Social proyecta construir la ampliación del Hospital General de México, México, D.F.

Este tipo de cimentación más adecuada, dando las recomendaciones para su diseño y construcción, con los datos que a continuación se detallan:

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La ampliación del Hospital General se proyecta construir en un predio situado, en forma de cuchilla (Fig. 1).

El proyecto de ampliación consta de una torre de hospitalización y dos cuerpos de dos niveles (Fig. 2).

La torre de hospitalización se compone de sótano, planta baja y siete pisos e incluye cubo de elevadores y escaleras.

Los cuerpos de dos niveles se construirán a ambos lados de la torre y estarán constituidos por sótano y planta baja.

La distribución y magnitud de las descargas estáticas a la cimentación (cargas muertas y vivas sin incluir el peso de la subestructura), aparecen en la figura 3. Las descargas mínimas son del orden de 600 con y ocurren al centro de la

2.2

El Instituto Mexicano del Seguro Social proyecta construir la ampliación del Hospital General de Morelia, Michoacán.

Elija el tipo de cimentación más adecuado, dando las recomendaciones para su diseño y construcción, con los datos que a continuación se detallan:

DESCRIPCION DEL PROYECTO

La ampliación del Hospital General se proyecta construir en un predio alargado, en forma de cuchilla (fig. 1).

El proyecto de ampliación consta de una torre de hospitalización y dos cuerpos de dos niveles (fig. 2).

La torre de hospitalización se compone de sótano, planta baja y siete pisos e incluye cubo de elevadores y escaleras.

Los cuerpos de dos niveles se construirán a ambos lados de la torre y estarán constituidos por sótano y planta baja.

La distribución y magnitud de las descargas estáticas a la cimentación (cargas muertas y vivas sin incluir el peso de la subestructura), aparecen en la figura 3, las descargas máximas son del orden de 600 ton y ocurren al centro de la

torre de hospitalización.

EXPLORACION DEL SUBSUELO

La exploración del subsuelo consistió de dos sondeos del tipo mixto con recuperación de muestras representativas.

La localización en la planta de los sondeos y su elevación aparecen en la figura 1.

En ambos sondeos, se efectuaron pruebas de penetración estándar, cuyos resultados se muestran en la gráfica "Número de golpes vs profundidad" de las figuras 4, 5 y 6.

PRUEBAS DE LABORATORIO

Las pruebas obtenidas se clasificaron en laboratorio, según los procedimientos manuales y visuales del SUCS y se les determinó su contenido natural de agua y sus límites de consistencia.

En las figuras 4, 5 y 6 se presenta la variación de estas propiedades, con la profundidad, así como la clasificación detallada de los suelos.

Mediante el análisis de mallas, se determinó el porcentaje de la fracción gruesa y fina de algunos suelos, clasificados en su mayoría como gruesos. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

SONDEO S-1		SONDEO S-2	
PROFUNDIDAD (m)	FINOS (%)	PROFUNDIDAD (m)	FINOS (%)
1.80 - 2.01	29.90	8.10 - 8.70	36.44
5.60 - 5.95	60.10	10.75 - 11.35	31.44
7.20 - 7.57	12.30	16.40 - 17.00	19.25
8.00 - 8.26	15.73		
10.00 - 10.60	14.30		

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

Sondeo S1

En el sondeo S1, existe superficialmente una capa de 1.05 m de espesor, constituida por arcilla negra con raicillas y grumos, de consistencia suave a firme, de alta plasticidad y con un contenido de agua medio de 32%. El límite líquido de este suelo varía entre 75.4 y 84.2% y el índice de plasticidad entre 50.9 y 58.8%, clasificándose en el grupo - CH. Este suelo, a juzgar por la relación agua-plasticidad - (menor de 0.2), es altamente susceptible a cambios volumétricos al variar su contenido de agua.

Subyaciendo a la capa superficial de arcilla, se encuentran hasta 5.40 m de profundidad, limos de consistencia muy firme a dura con contenido de arena fina variable, reduciéndose con la profundidad.

De 5.40 a 9.0 m de profundidad, el subsuelo está compuesto por arena fina poco limosa en estado compacto a muy compacto.

Entre los 9.40 y 9.54 m se registró una capa de vidrio volcánico muy compacto, la cual yace sobre depósitos -- aluviales consistentes en arena bien graduada con gravillas -- en estado compacto a muy compacto, los cuales llegan hasta -- 11 m de profundidad.

Todos los suelos anteriores descansan sobre un estrato de aproximadamente 1 m de espesor de arcilla arenosa color blanco cremoso, suelo residual que presenta la consistencia de una roca.

Bajo este estrato se detectó la existencia de toba vítrea cristalina reolítica vesicular de 12.60 a 28.25 m de -- profundidad. Esta roca muestra diferentes grados de intemperización a lo largo de todo su espesor, llegando a alterarse a un limo arcilloso color rosa de consistencia dura, el cual se encontró desde 28.25 m hasta la terminación del sondeo, a 29.80 m de profundidad.

El nivel freático se detectó a una profundidad media de 4.70 m.

Sondeo S2

Superficialmente, en el sitio del sondeo S2, se encontró un estrato de 1.70 m de espesor de arcilla negra con raicillas y grumos, altamente plástica, cuyo contenido de agua -- varió entre 21 y 33%. Las características de plasticidad -- son semejantes a las descritas para el mismo estrato del son

deo sl.

Bajo este estrato existen, hasta 8.10 m de profundidad, depósitos limosos de consistencia firme e interestratificados con delgadas capas de arena fina.

Entre 8.10 y 12.95 m de profundidad aparecen depósitos de arena fina y media limosa con gravillas, en estado compacto a muy compacto, detectándose una capa de vidrio volcánico muy compacto de 12.50 a 12.85 m.

Subyaciendo a los depósitos arriba mencionados se encontraron, entre 13.40 y 15.80 m de profundidad, limos con poca arena fina de consistencia firme a dura, los cuales descansan en un estrato de 1.30 m de espesor constituido por arena fina y media limosa con gravillas; su estado es medianamente compacto a muy compacto.

Desde 17.10 m hasta la terminación del sondeo, a 20.00 m, existen depósitos aluviales de estratigrafía errática, compuestos por limos arenosos y arenas limosas con gravillas, en estado medianamente compacto a compacto.

El nivel freático se registró a una profundidad de 3.70 m.

Solución

1. CIMENTACION

Considerando la estratigrafía y propiedades del sub-

suelo y los datos estructurales y arquitectónicos proporcionados, se procede al análisis de la cimentación para cada uno de los cuerpos del proyecto.

A. Cuerpo de dos niveles

Estos cuerpos constarán de sótano y planta baja en toda su extensión.

Dada la baja magnitud de las descargas que se transmitirán al suelo, así como la baja compresibilidad y capacidad de carga relativamente alta de éste, se considera que la cimentación apropiada es a base de zapatas aisladas.

Tomando en cuenta el sótano proyectado y la profundidad a la cual la resistencia a la penetración estándar aumenta considerablemente, se propone como profundidad mínima de desplante de las zapatas 1.50 m por debajo del nivel de piso del sótano.

1.1 Capacidad de carga

Con base a la resistencia a la penetración estándar obtenida y empleando correlaciones empíricas (ref. 3), la capacidad de carga admisible es la siguiente:

Para $N = 20$ en la figura A-1, obtenemos aproximadamente una:

$$q_a = 25 \text{ T/m}^2$$

Este valor es aceptable, aún considerando las limita-

ciones por asentamientos (2.5 cm el máximo) por tratarse de un suelo de baja compresibilidad. No obstante, deberá verificarse durante la construcción que los cimientos se apoyen en terreno resistente, evitando las capas de baja compacidad, lo cual puede implicar aumentar la profundidad de desplante de algunos cimientos.

B. Torre de hospitalización

Debido a las altas descargas al subsuelo, la cimentación más adecuada será a base de zapatas corridas, las cuales presentan una mayor rigidización contra asentamientos diferenciales.

1.2 Capacidad de carga

La capacidad de carga y profundidad de desplante, son las mismas que para los cuerpos de dos niveles, ya mencionados.

1.3 Empuje de tierras en muros perimetrales

Para el cálculo del empuje de tierras sobre los muros perimetrales de contención, se emplea la siguiente expresión (ref. 2):

$$E = 1/2 K_0 \gamma H^2$$

donde:
E = empuje total horizontal, en toneladas por metro longitudinal de muro

K_0 = coeficiente de presión de tierra en reposo

γ = peso volumétrico del suelo, en ton/m³

H = profundidad de desplante del muro, en metros

Substituyendo los valores correspondientes, tenemos:

$$E = 1/2 \times 0.6 \times 1.6 \times H^2$$

$$E = 0.5 H^2$$

La expresión anterior es válida para valores de H menores que la profundidad del nivel freático.

El punto de aplicación del empuje total, se situará en el tercio inferior de la altura del muro.

Cabe señalar que en el sitio existe una capa superficial de arcilla, la cual es susceptible de expanderse por cambios en su contenido de agua. Es conveniente eliminar esta capa de arcilla en las zonas adyacentes a los muros perimetrales en un ancho de 2 m. Si el procedimiento constructivo prevé taludes tendidos fuera del área de cimentación en las excavaciones, bastará con rellenar las zonas adyacentes a los muros perimetrales, una vez construidos estos, con material inerte, pudiéndose emplear el material producto de la excavación, desechando la arcilla plástica.

2. CONCLUSIONES

Del estudio realizado se concluye lo siguiente:

a) El subsuelo bajo los cimientos está constituido por limos arenosos y arenas limosas de compacidad variable,-

siendo en general, de baja compresibilidad y capacidad de carga relativamente alta. En el sondeo S-1 se encontró a 11.6 m de profundidad roca identificada como toba riolítica, la cual no se encontró en el sondeo S2 de 20 m de longitud.

b) Conforme a las descargas y a las características del subsuelo, se concluye que el tipo conveniente de cimentación es superficial, bajo el piso del sótano.

3. RECOMENDACIONES

3.1 Las recomendaciones generales para el diseño de la ampliación del Hospital General de Morelia, son:

a) Los cuerpos de dos niveles, sótano y planta baja, serán cimentados con zapatas aisladas desplantadas por lo menos 1.5 m bajo el piso del sótano. Las zapatas se diseñarán para una presión de contacto de 25 ton/m², respetando las dimensiones mínimas constructivas. En lo anterior, se considera que el desnivel mínimo de proyecto entre el piso del sótano y el nivel de banquetta es de 3 m.

b) La cimentación de la torre de hospitalización será a base de zapatas corridas desplantadas como mínimo 1.5 m bajo el nivel del piso de sótano, diseñadas para una presión de contacto de 25 ton/m². Debido a los grandes claros, es conveniente, para reducir los esfuerzos en las trabes y para obtener un mejor equilibrio de las cargas, ampliar el ancho de las zapatas bajo las columnas, especialmente en las más

solicitadas, reduciéndolo en los tramos intermedios.

c) Es recomendable el uso de una junta constructiva entre la torre y el cuerpo bajo, que separe ambas superestructuras. En caso contrario, se recomienda construir en una primera etapa la torre y al final el cuerpo bajo.

d) Los muros perimetrales deberán diseñarse para soportar los empujes laterales, calculados de acuerdo con la expresión propuesta en el subinciso 1.3. El relleno deberá estar constituido por los materiales allí indicados.

e) Para la acción combinada de cargas estáticas y sísmicas, la capacidad de carga recomendada en los puntos (a) y (b) podrá incrementarse en un 30% de su valor.

3.2 Referente al proceso constructivo, se recomienda lo siguiente:

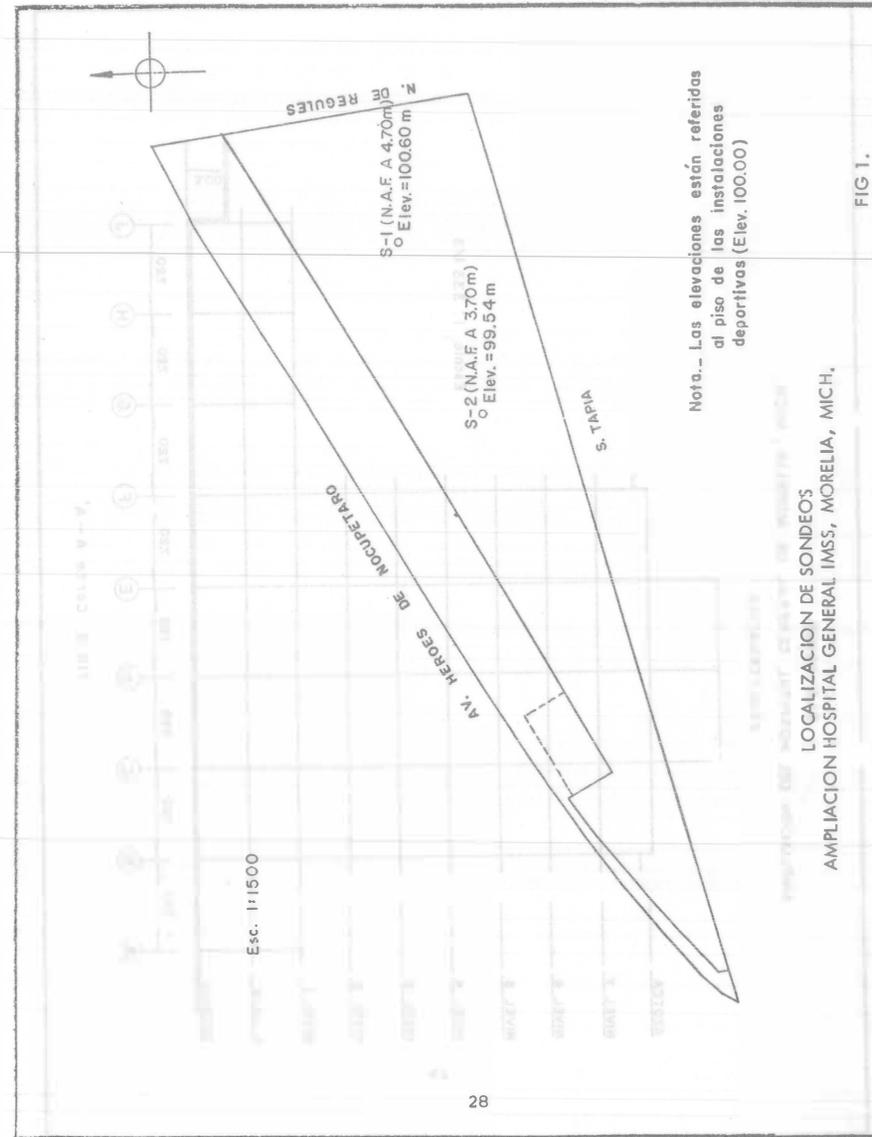
a) En vista de que no hay suelos susceptibles a expandirse por descarga, la excavación en toda el área que alojará el sótano, podrá efectuarse en una sola etapa; hasta el desplante de la plantilla. Esta excavación podrá realizarse hasta el nivel de fondo de la losa de sótano dejando taludes prácticamente verticales fuera de la planta de cimentación, siempre que el tiempo de ejecución sea corto.

b) A continuación, se procederá a excavar las zanjas que alojarán las zapatas aisladas y corridas. La excavación podrá hacerse con cortes verticales, siempre que el proceso

constructivo sea rápido. Como alternativa se sugiere recurrir a estos cortes con muros de tabique, que a la vez servirán de cimbra, apuntalados de lado a lado. Otra alternativa puede consistir en excavar las zanjas con taludes casi verticales, que permitan retirar la cimbra; pero deberá evitarse toda alteración del terreno y colocar material de relleno -- adecuado y bien compactado.

c) En vista de la erraticidad del subsuelo, antes de proceder a la construcción de las zapatas deberá verificarse que éstas queden apoyadas en terreno compacto.

d) Debido a que superficialmente existe una capa de arcilla plástica, susceptible a cambios volumétricos al variar la humedad, se recomienda eliminarla bajo todas aquellas superficies cubiertas tales como banquetas, pavimentos, etc.



ELEVACION
AMPLIACION DEL HOSPITAL GENERAL DE MORELIA, MICH.
2ª ALTERNATIVA

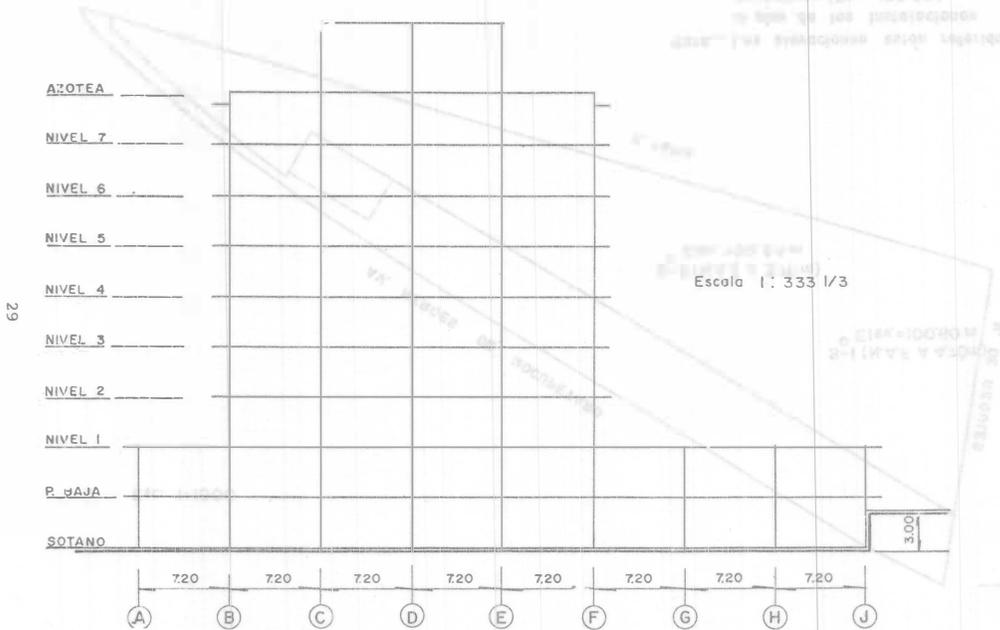


FIG. 2 Corte A-A'

NOTA. Descargas en ton. proporcionadas por el IMSS, no incluyen el peso de la subestructura.

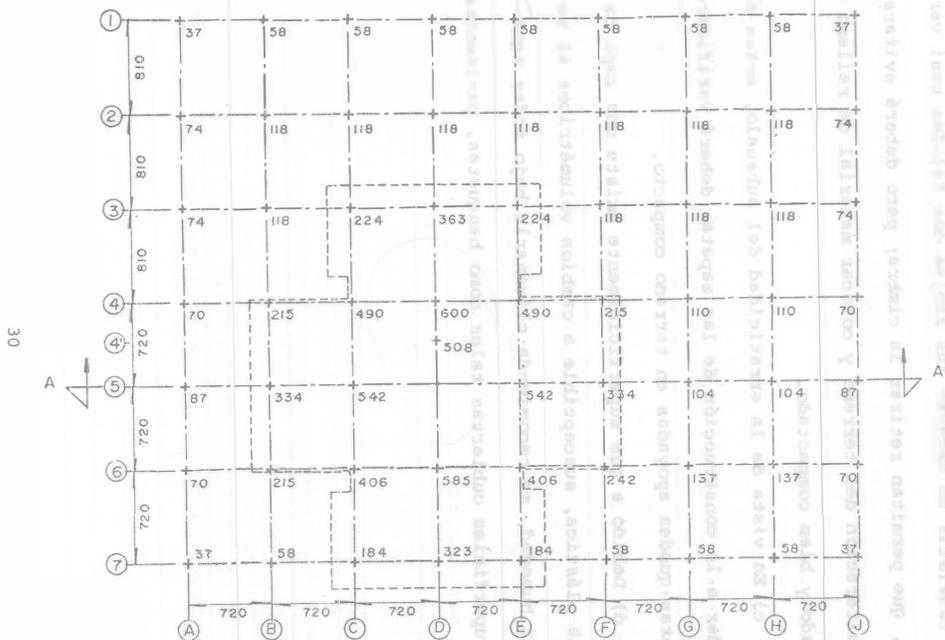


FIG. 3 DISTRIBUCION DE DESCARGAS A LA CIMENTACION
AMPLIACION HOSPITAL GENERAL DEL IMSS
MORELIA, MICH.

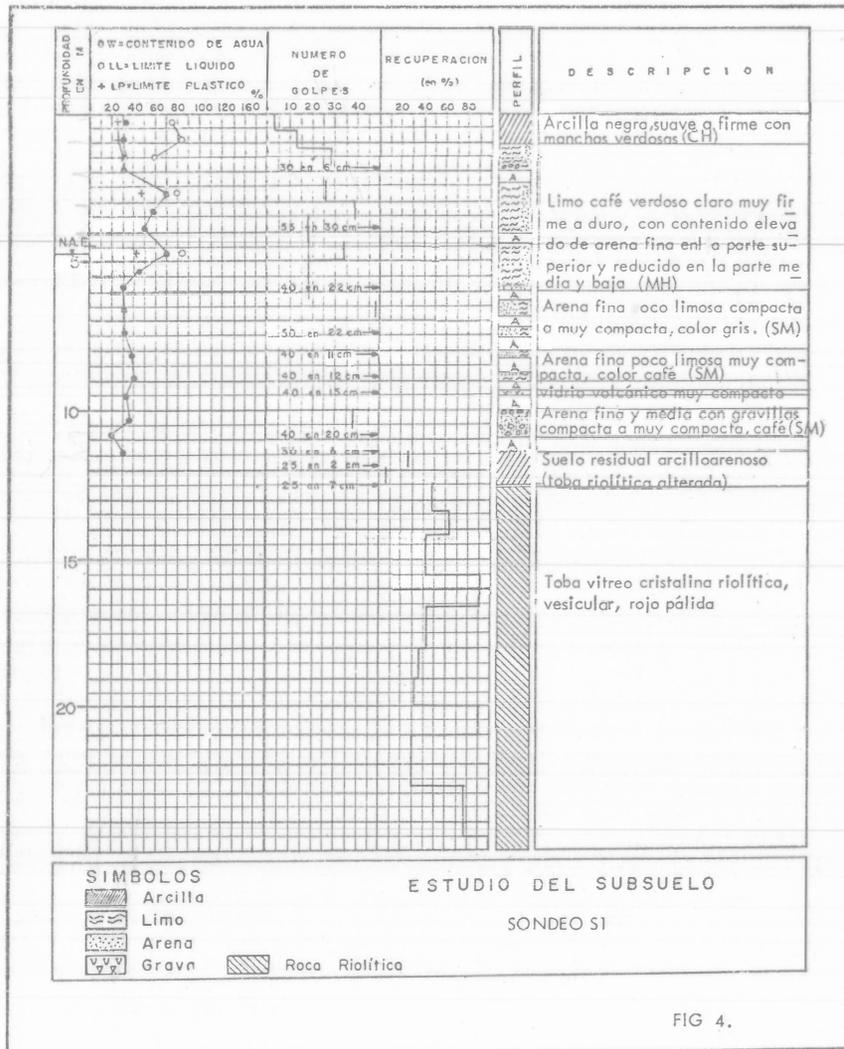


FIG 4.

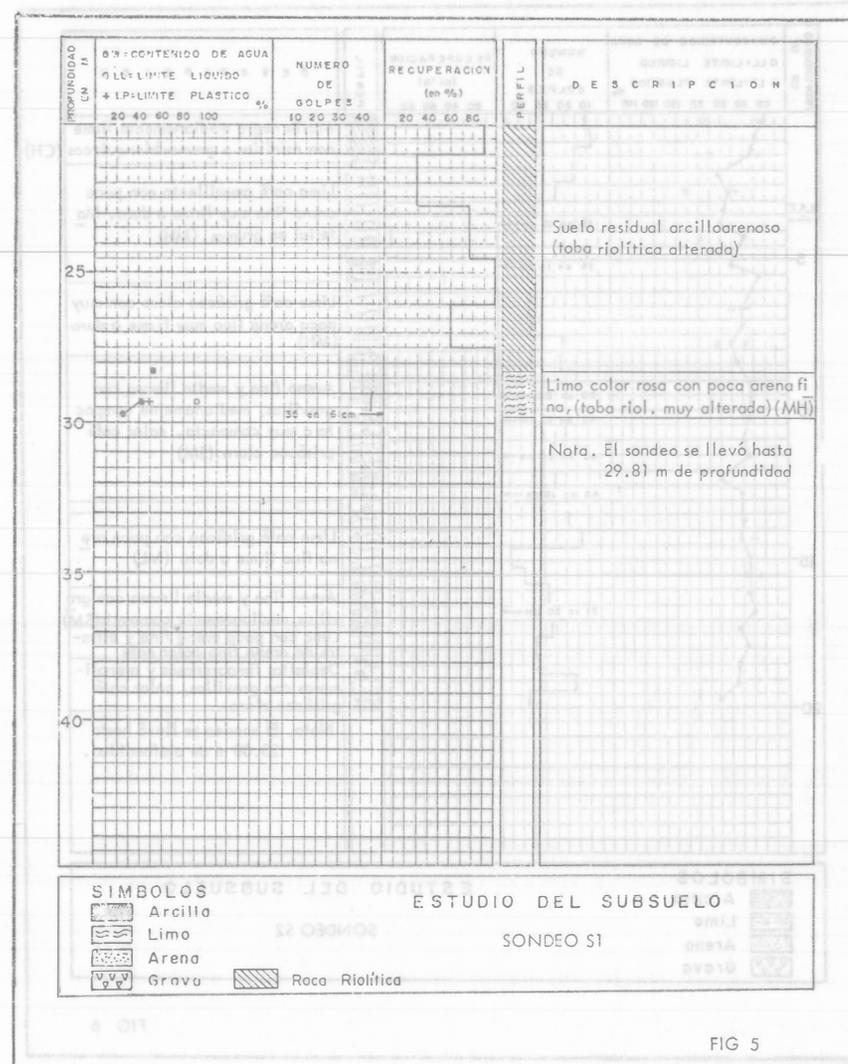


FIG 5

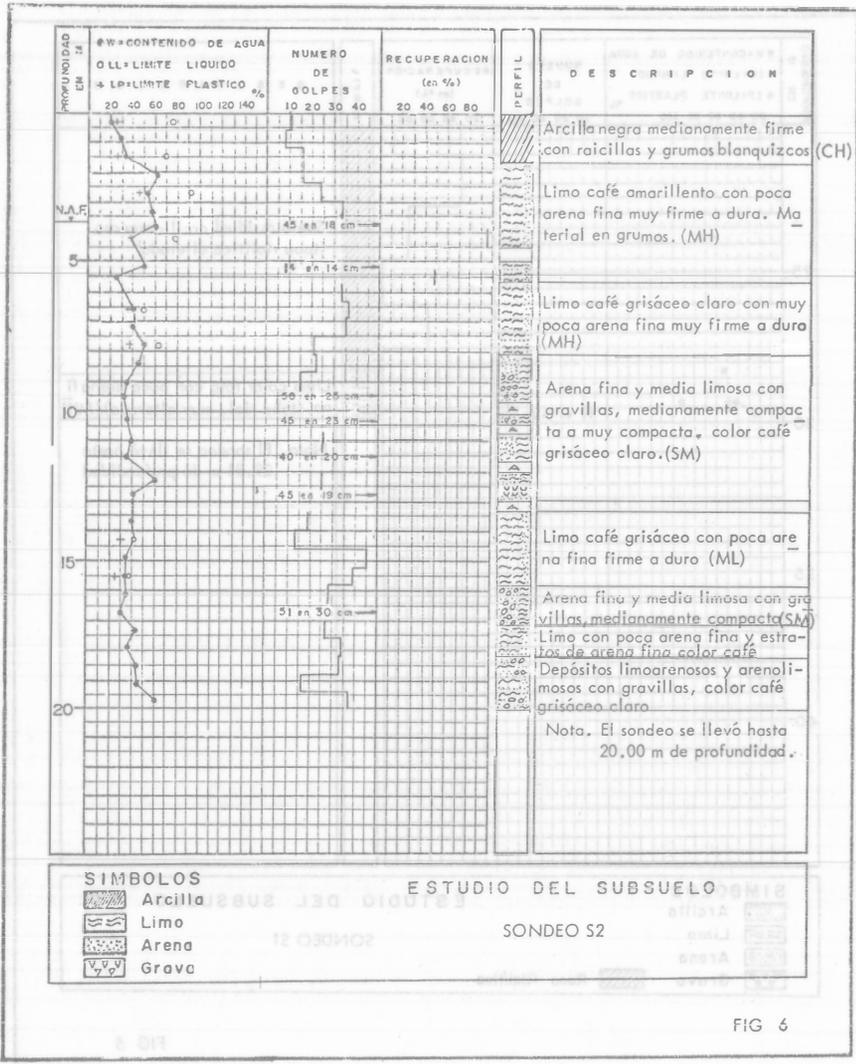


FIG 6



FIG 4

2.3

En la ciudad de México se proyecta construir el edificio de oficinas de la Central de Abastos. El predio está -- ubicado en la Av. San Fernando en Tlalpan, D. F.

Con los datos que se proporcionan, se deberá elegir - el tipo de cimentación más adecuado y dar las conclusiones y recomendaciones para su diseño y construcción.

DESCRIPCION DEL EDIFICIO Y DEL LUGAR

En la figura 1 se indica el predio donde se construye la Central de Abastos, en cuyo extremo suroeste se localiza el edificio de oficinas objeto del estudio.

En la misma figura se muestra un esquema de las dimensiones en planta del edificio, con longitud de 31.13 m y ancho de 18.5 m; la superficie circunscrita por las columnas - perimetrales es menor, siendo la separación de centro a centro entre las columnas extremas en la dirección longitudinal de 30.3 m y de 12.77 m en las transversales. El edificio es tará formado por planta baja y nueve plantas superiores. La estructura será de concreto reforzado y los pisos del tipo - de losa plana ligerada.

El peso total del edificio es de 5,200 ton, sin in--- cluir el peso propio de la subestructura y considerando, de-

acuerdo al sitio, que la carga viva reducida es de 150 Kg/m².

Desde el punto de vista geológico, el subsuelo está - constituido por suelos y horizontes de pomez que se identifi can como del grupo Tpt originado en el plioceno (mapa geoló- gico de la cuenca de México y zonas colindantes, preparado - por el Departamento del Distrito Federal y la Secretaría de Recursos Hidráulicos), cercano a los depósitos aluviales del grupo Q_{a1} que marca el mapa geológico.

EXPLORACION DEL SUBSUELO

La exploración del subsuelo consistió en un sondeo a- 15 m de profundidad, en el cual se midió la resistencia a la penetración. Debido al estado muy compacto del subsuelo, a- excepción de los horizontes de pomez, fue necesario usar ro- tación para avanzar y recuperar muestras.

En las pruebas de penetración se utilizó el muestrea- dor estándar o tubo partido de 60 cm de longitud y 2" y 3/8" de diámetros exterior e interior, respectivamente.

En los horizontes de pomez que corresponden a los ma- teriales de menor compacidad, fue posible hincar el muestrea- dor en tramos de 60 cm, contando el número de golpes requeri- dos para hacerlo avanzar en los 30 cm intermedios. En los - estratos restantes, se procedió a medir la longitud penetra- da para 30 o 50 golpes del martinete, según fuese esa longi- tud menor o mayor de 15 cm.

Con el mismo muestreador estándar y con el barril se obtuvieron muestras representativas para ensayarlas en el laboratorio.

Para mantener abierta la perforación se utilizó ademe metálico EX hasta 8 m de profundidad. El nivel freático se detectó cinco días después de terminado el sondeo, a 11.05 m de profundidad.

ENSAYES DE LABORATORIO

Por el tipo de sondeo y materiales que constituyen al subsuelo, las pruebas de laboratorio únicamente consistieron en clasificar a las muestras y determinar su contenido de agua. En relación con este último, cabe agregar que algunas muestras sufrieron alteración por el agua utilizada en la rotación, especialmente las muestras pumíticas.

En la figura 2 se muestra la variación del contenido de agua con la profundidad y se resumen todos los demás datos del subsuelo, incluyendo el perfil estratigráfico.

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

Como puede observarse en la figura 2, el subsuelo tiene las siguientes características:

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION
0.30 a 3.00	Un depósito de limo con poca arena fina, li-

geramente arcillosa. Su estado natural es muy compacto según lo muestra la resistencia a la penetración. El contenido de agua medio es de 35%.

3.00 a 6.20 Existe un depósito de origen volcánico formado por horizontes de pomez. La resistencia a la penetración varía de 30 a 17 golpes del muestreador, siendo por lo menos hasta la profundidad de 4.4 m compacto; las partículas de pomez están cementadas con suelos limo-arenosos. Entre esta profundidad y 6.2 m, su compacidad es media y las partículas son granulares cuyo tamaño varía desde la arena gruesa hasta grava de 2 cm, todas pumíticas. El contenido de agua es de 70% y se debe al agua absorbida por la estructura porosa del material.

6.20 a 13.00 Un depósito de limo ligeramente arenoso fino en estado muy compacto. Las características de este material son muy semejantes a las del material situado entre 0.3 y 3.0 m. Ambos son prácticamente incompresibles para las cargas que cerca de la superficie transmitirá el edificio. El contenido de agua del estrato es de 30%.

13.00 a 13.70 No se recuperó muestra.

13.70 a 15.00 Hay depósitos aluviales formados por grava y boleos hasta de 30 cm, generalmente empacados en suelos limosos. El número de golpes dados con el penetrómetro es alto, sin embargo, cabe agregar que la prueba de penetración estándar en estos materiales no es representativa.

Solución

1. CIMENTACION

A partir de los valores obtenidos en las pruebas de penetración y de la naturaleza de los suelos explorados, se concluye que el subsuelo es de alta resistencia al corte y de baja compresibilidad. Por lo tanto, el tipo de cimentación conveniente es a base de zapatas superficiales desplantadas a 1 m de profundidad.

1.1 Capacidad de carga admisible

Con base a la resistencia a la penetración estándar obtenida y empleando correlaciones empíricas (ref. 3), la capacidad de carga admisible es la siguiente:

Para $N = 17$, en la figura A-1, se obtiene aproximadamente una:

$$q_a = 20 \text{ ton/m}^2$$

Impuesta principalmente por la limitación de compresibilidad de la parte inferior de los lahares pumíticos que corresponden a los materiales de menor resistencia.

2. CONCLUSIONES

Del estudio realizado se concluyen los siguientes puntos:

a) El subsuelo está formado por depósitos de suelos limo-arenosos en estado muy compacto, exceptuando horizontes de pomez comprendidos entre 3 y 6.2 m de profundidad. Abajo de estos depósitos, a partir de 13.7 m, existen depósitos aluviales formados por boleos y grava.

b) El tipo de cimentación más adecuado es superficial.

3. RECOMENDACIONES

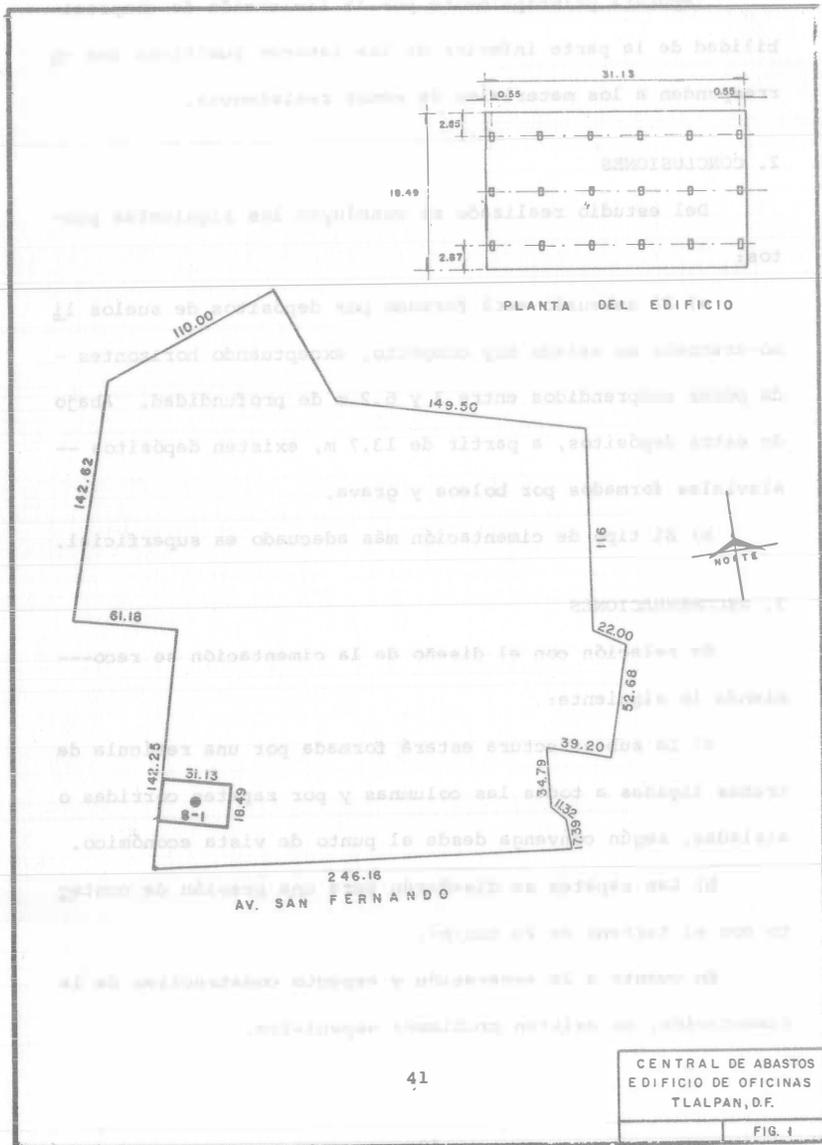
En relación con el diseño de la cimentación se recomienda lo siguiente:

a) La subestructura estará formada por una retícula de trabes ligadas a todas las columnas y por zapatas corridas o aisladas, según convenga desde el punto de vista económico.

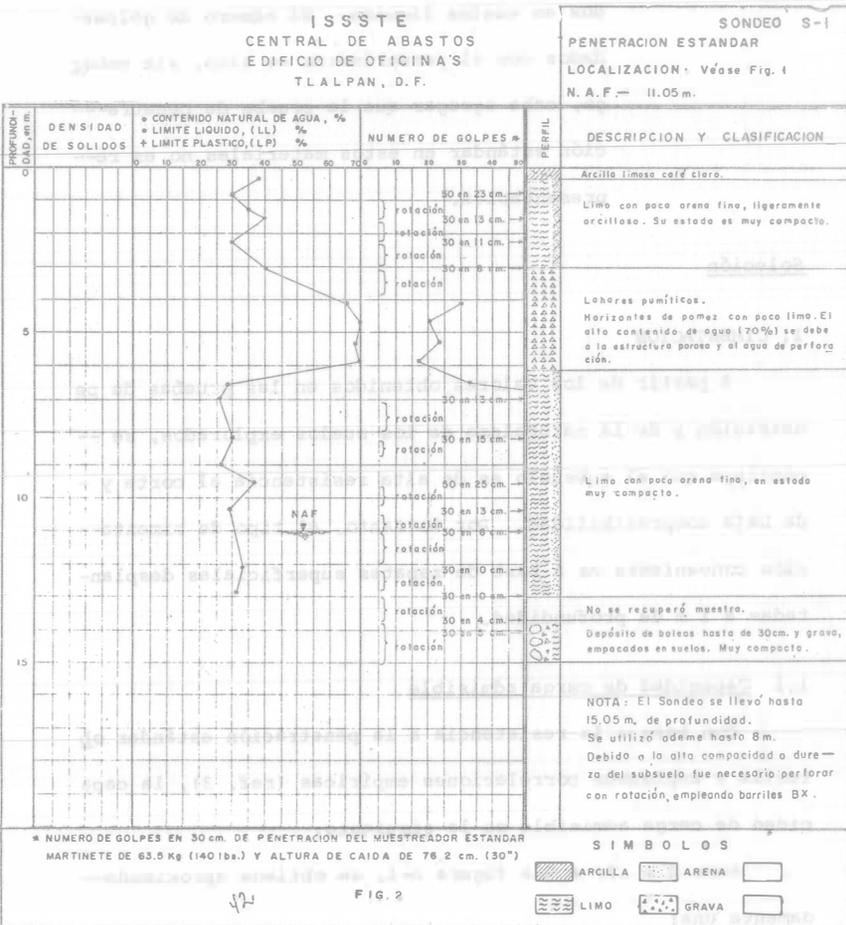
b) Las zapatas se diseñarán para una presión de contacto con el terreno de 20 ton/m^2 .

En cuanto a la excavación y aspecto constructivo de la cimentación, no existen problemas especiales.

IMPRESA DE LA UNIVERSIDAD
BOGOTÁ - COLOMBIA
1967



41



2.4

En la ciudad de Ahome, Sinaloa, se proyecta construir una clínica.

Determinar el tipo de cimentación más adecuado y dar las recomendaciones correspondientes para su diseño y construcción, en base a los datos que a continuación se proporcionan.

DESCRIPCION DEL PROYECTO

Las dimensiones del predio se indican en la figura 1; la clínica estará formada por un piso, la descarga neta que se transmitirá al suelo se desconoce por no contar con los datos estructurales del proyecto, sin embargo, puede considerarse que será de 1 ton/m^2 en el área de construcción.

EXPLORACION DEL SUBSUELO

La exploración del subsuelo consistió de cuatro pozos a cielo abierto, localizados según lo indica la figura 1. De ellos se extrajeron muestras representativas hasta de 4.0 m de profundidad y algunas muestras cúbicas inalteradas, las cuales se protegieron para evitar su alteración durante su extracción y envió al laboratorio.

El nivel de aguas freáticas se encontró a 2.5 m de pro-

fundidad en los cuatro pozos.

ENSAYES DE LABORATORIO

A todas las muestras se les determinó su contenido de agua y se clasificaron según los procedimientos manuales y visuales del SUCS. Las gráficas de variación del contenido de agua con la profundidad, así como el perfil del subsuelo y su descripción se representan en las figuras 2 y 3. En las mismas se indican los valores de los límites líquido y plástico determinados a los suelos cohesivos.

De las muestras inalteradas se prepararon probetas para determinar sus parámetros de resistencia al corte en pruebas de compresión no confinada y las características de compresibilidad en pruebas de consolidación unidimensionales, así como algunas propiedades índice, tales como límites de contracción, relación de vacíos, grado de saturación, densidad de sólidos y peso volumétrico.

En la figura 4 se muestra una curva representativa, esfuerzo vs deformación de pruebas de compresión no confinada realizadas, junto con otras propiedades índice y mecánicas.

Se realizaron pruebas de consolidación unidimensional en una probeta de cada pozo, sometiénolas a cargas de 0.50, 1, 2 y 4 Kg/cm^2 , permitiendo la consolidación primaria bajo cada una de ellas. Las probetas se saturaron al iniciar la prueba. En la figura 5 se presenta la curva relación de va-

cíos vs presión aplicada y coeficiente de compresibilidad vs presión media, para el sondeo PCA1 de una de las pruebas --- efectuadas.

Con objeto de determinar los cambios volumétricos que experimenta el suelo localizado arriba del nivel freático, al variar su contenido de agua, se efectuaron pruebas de saturación bajo carga en probetas sujetas a cargas de 0.50, 1- y 2 Kg/cm² de presión. Las probetas ensayadas fueron tres - de cada pozo. En la primera probeta se consolidaron en condiciones naturales de contenido de agua hasta alcanzar la -- consolidación primaria. En la segunda etapa se saturaron bajo la misma presión, permitiendo su consolidación nuevamente con objeto de observar los movimientos que pudiera experimentar la estructura una vez construida, al saturarse el terreno de cimentación. Los resultados de estas pruebas así como otras propiedades de interés para el sondeo PCA2 se muestran en la figura 6.

Se determinó el límite de contracción de ocho muestras, obteniéndose los siguientes valores:

PCA	ELEVACION (m)	LC %
1	0.85	23
	1.85	24
2	0.85	21
	1.85	23
3	0.85	16
	1.85	29
4	0.85	21
	1.85	30
45		

También se determinó el porciento de finos que pasan - la malla No. 200. El número de muestras ensayadas fue de 8- y los resultados obtenidos se presentan a continuación:

PCA	ELEVACION (m)	FINOS %
1	1.55	93
	3.15	81
2	0.55	82
	2.45	65
3	1.55	69
	3.80	87
4	0.90	86
	2.50	80

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

En base a los resultados de campo y laboratorio, las - características estratigráficas y propiedades de suelo se in- dican a continuación:

Superficialmente y hasta una profundidad de 2.40 m, el suelo está formado por un depósito de arcilla limosa con are- na fina, de consistencia blanda y contenido de agua compren- dido entre 10% y 40%. El grado de saturación varía de 44% a 1.0 m de profundidad, hasta 97% a 2.4 m. La relación de va- cíos máxima es de 1.18. La resistencia al corte en pruebas- de compresión no confinada acusa valores comprendidos entre- 0.12 y 0.69 Kg/cm².

Conforme a los valores de los límites de consistencia, los suelos están representados por puntos que caen ligeramen-

te arriba de la línea "A" de la Carta de Plasticidad, en la zona correspondiente al grupo CL de arcillas de baja compresibilidad. El peso volumétrico varía entre 1.45 y 1.79 ton/m³.

Los resultados de las pruebas de consolidación (fig. 5) indican que el estrato es de baja compresibilidad para la condición de saturación total.

A partir de los resultados de las pruebas de saturación bajo carga y de los valores de los límites de contracción, se concluye que el estrato arcilloso es baja a nula susceptible a los cambios volumétricos. Para descargas unitarias menores de 1 Kg/cm², los asentamientos al saturarse el suelo son pequeños.

Entre 2.40 y 4.0 m existe un estrato limoso con arena fina de compacidad media, cuyo contenido de agua es de 33%. La relación de vacíos alcanza valores de 1.02. La resistencia en pruebas de compresión no confinada varía entre 0.15 y 0.40 Kg/cm², sin embargo, estos valores no son representativos por tratarse de suelos no cohesivos.

Conforme a los valores de límites de consistencia los suelos se localizan ligeramente abajo de la línea "A" de la Carta de Plasticidad, correspondiendo al grupo de limos de baja compasibilidad ML. El peso volumétrico varía entre 1.75 y 1.82 ton/m³.

Solución

1. CIMENTACION

Debido a la baja compresibilidad de los suelos arcillo limosos y limo-arenosos y a la baja magnitud de las descargas a la cimentación que se esperan, por ser una estructura de un solo nivel, se considera que la cimentación más adecuada es del tipo superficial a base de zapatas aisladas o corridas, según se trate de cimentar columnas o muros de carga.

1.1 Capacidad de carga

Considerando una profundidad de desplante de 1 m bajo la superficie actual del predio, los cimientos superficiales quedarían apoyados en suelos arcillosos, siendo en este caso conveniente seguir el criterio de Skempton (ref. 3) para el cálculo de capacidad de carga del subsuelo. La expresión correspondiente es:

$$q_a = \frac{(c N_c)}{F.S} + \gamma D_f$$

en donde:

q_a = capacidad de carga admisible, en ton/m²

c = resistencia al corte, en ton/m²

N_c = factor de capacidad de carga, función de $\frac{D_f}{B}$

D_f = profundidad de desplante, en m

B = ancho de cimiento, en m

γ = peso volumétrico del suelo, en ton/m³

F.S = factor de seguridad

Substituyendo valores se tiene:

$$c = 2.2 \text{ ton/m}^2$$

$$D_f = 1 \text{ metro}$$

$$B = 1.0 \text{ metro}$$

$$N_c = 6.4 \text{ (para zapata corrida) (véase fig. A-3)}$$

$$N_c = 7.7 \text{ (para zapata cuadrada) (véase fig. A-3)}$$

$$\gamma = 1.45 \text{ ton/m}^3$$

$$F.S = 3$$

$$q_a = 1/3 (2.2 \times 6.4) + 1.45(1) = 6.1 \text{ ton/m}^2$$

$$q_a = 1/3 (2.2 \times 7.7) + 1.45(1) = 7.1 \text{ ton/m}^2$$

Para zapatas corridas se obtiene una capacidad de carga admisible de 6.1 ton/m^2 y para zapatas cuadradas de 7.1 ton/m^2 .

Tomando en cuenta los valores anteriores, en forma simplista se puede considerar una capacidad de carga admisible de 6 ton/m^2 para ambos tipos de zapatas, los asentamientos que se producirían son tolerables según se obtiene de su análisis a partir de las curvas de compresibilidad.

1.2. Cálculo de asentamientos

DIAGRAMA DE PRESIONES

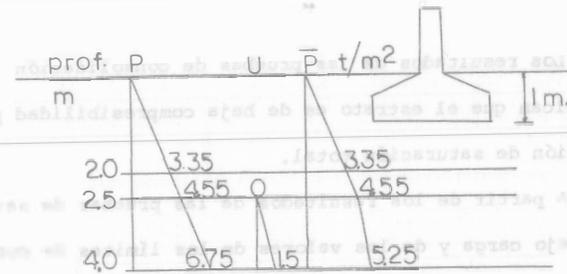


FIG. 1-2

Incremento de presiones efectivas a la mitad del estrato to compresible.

$$\bar{P}_0 = 0.335 \text{ Kg/cm}^2$$

De la tabla A-2 se obtiene $W_0 = 0.4775$; entonces:

$$\Delta P = \frac{Q}{Z^2} W_0$$

Considerando que el área tributaria que actuará sobre la zapata es $4 \times 4 \text{ m}$, se tiene:

$$Q = 4 \times 4 \times 1 = 16 \text{ ton}$$

$$\Delta P = \frac{16}{(2.5 - 1)^2} (0.4775) = 0.508$$

$$\bar{P}_0 + \Delta P = 0.843$$

Entrando en la figura 5 con \bar{P}_0 y $\bar{P}_0 + \Delta P$, se obtiene:

$$e_0 = 0.884 \text{ y } e = 0.866,$$

por lo tanto

$$\Delta e = 0.018$$

Substituyendo en la ecuación (1)

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H \quad (1)$$

$$\Delta H = \frac{0.018}{1.884} (3.0) = 0.0095 \text{ m}$$

$$\Delta H = 9.50 \text{ mm}$$

Este asentamiento resulta tolerable para la clínica de un piso (ver ref. 6).

2. CONCLUSIONES

Del estudio realizado se concluyen los siguientes puntos:

a) El subsuelo está constituido hasta 2.4 m de profundidad por un estrato arcillo-limoso de baja compresibilidad. Su resistencia de corte, determinada a partir de pruebas de compresión no confinada, es baja. Subyace a este estrato un depósito limo-arenoso de compacidad media.

b) El nivel freático se encuentra a 2.5 m de profundidad media.

c) Conforme a los resultados del estudio, la cimentación más conveniente es del tipo superficial.

3. RECOMENDACIONES

Para el diseño de la cimentación se recomienda lo si-

guiente:

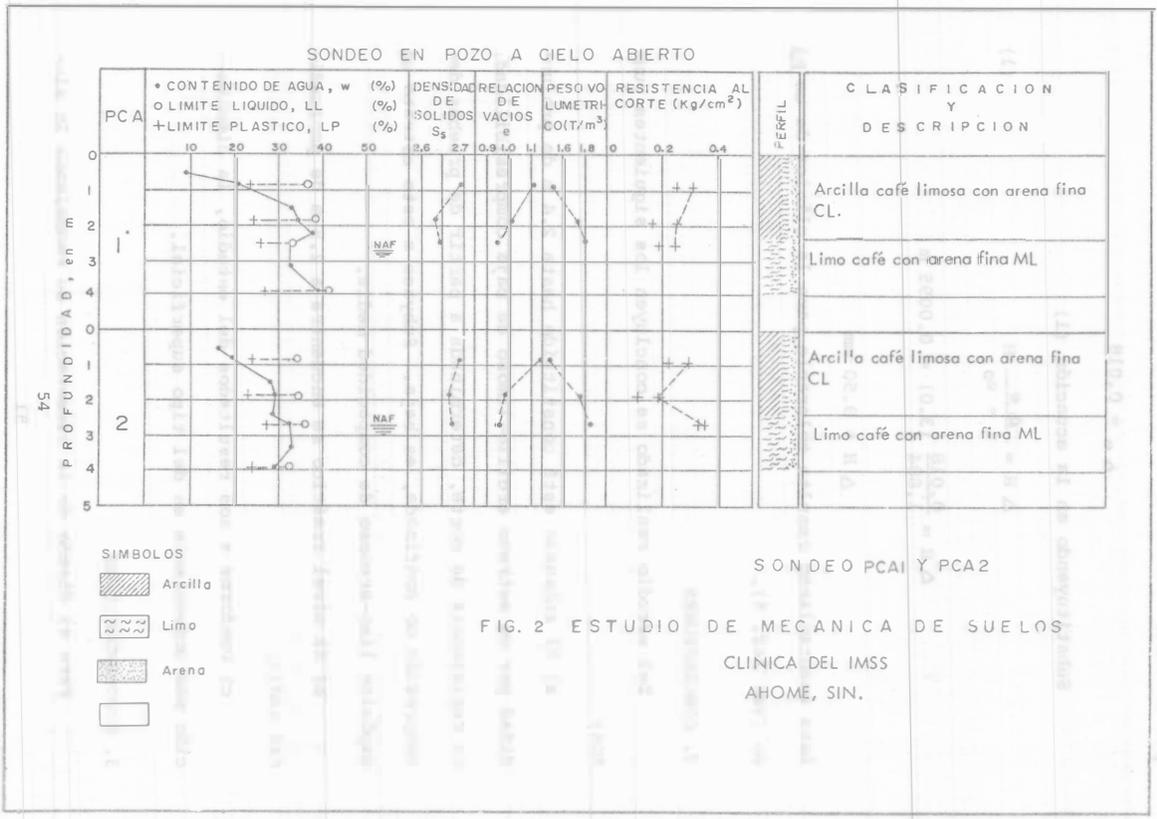
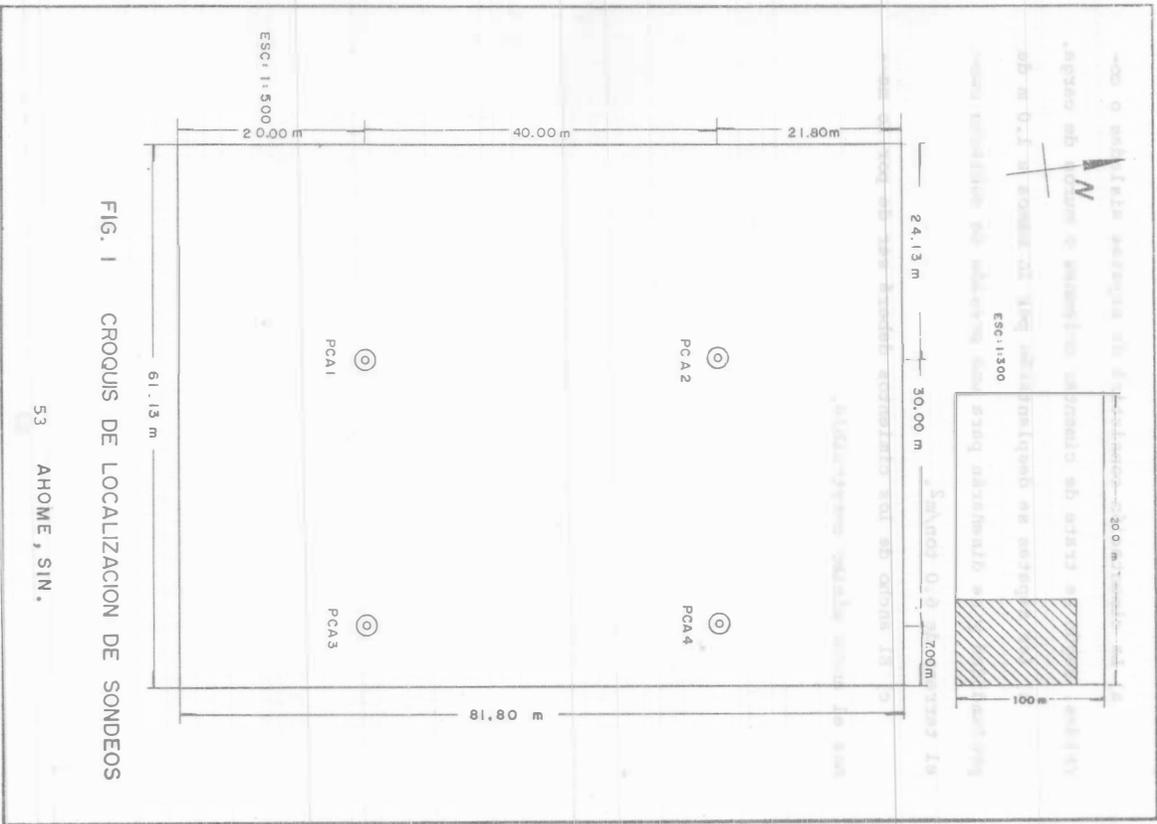
a) La cimentación consistirá de zapatas aisladas o corridas, según se trate de cimentar columnas o muros de carga.

b) Las zapatas se desplantarán por lo menos a 1.0 m de profundidad y se diseñarán para una presión de contacto con el terreno de 6.0 ton/m².

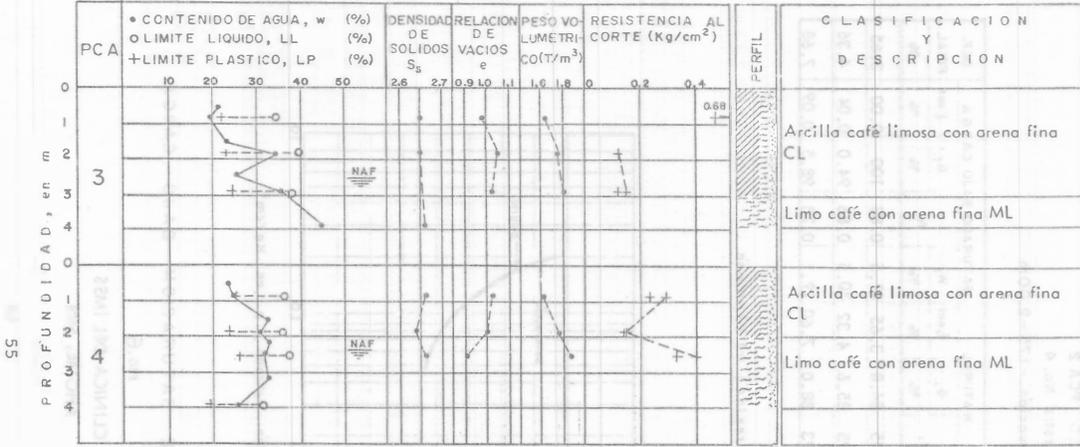
c) El ancho de los cimientos deberá ser de por lo menos el ancho mínimo construible.



PLANO DE CIMENTACION DE ZAPATAS



SONDEO EN POZO A CIELO ABIERTO



SIMBOLOS

- Arcilla
- Limo
- Arena
-

SONDEO PCA3 Y PCA4

FIG 3 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CLINICA DEL IMSS AHOME, SIN.

Esfuerzos, $\bar{\sigma}$, en Kg/cm²

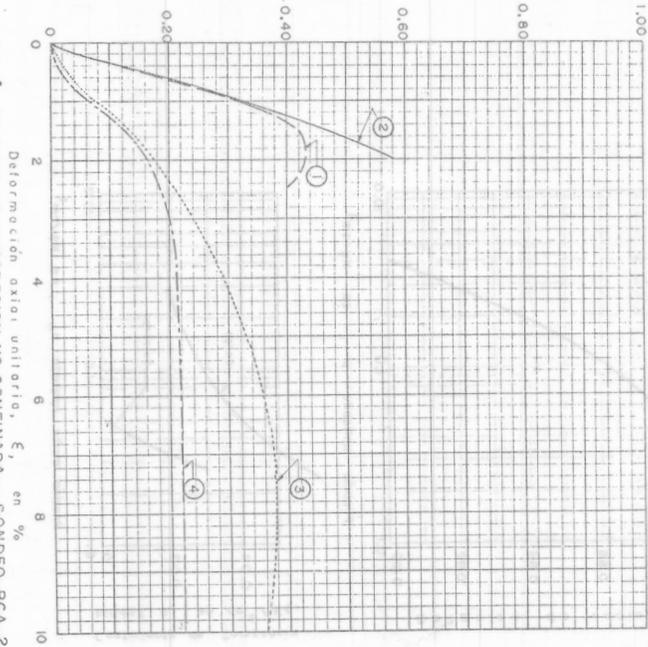


FIG 4 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA. SONDEO PCA 2

CLINICA DEL IMSS AHOME, SIN.

PROBETA	RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO DE AGUA NATURAL, w, %	DENSIDAD DE SOLIDOS, S _s	GRADO DE SATURACION, G, %	PESO VOLUMETRI- CO NATURAL, γ, Kg/cm ³	ESFUERZO DE RUP- TURA, σ _r , Kg/cm ²	COHESION APARENTE, c, Kg/cm ²	DEF UNTA- RIA A LA RUP- TURA, ε _r , %
1	0.90	1.18	17	2.70	40	0.43	0.22	1.80
2	0.90	1.10	18	2.68	44	0.58	0.30	2.00
3	1.90	0.93	30	2.66	85	1.790	0.38	0.19
4	1.90	1.02	31	2.66	81	1.730	0.22	0.11

FALLA



SAMPLE PROF (m)	s_s	w_i %	e_i	G_i %	
PCA 1	2.45	2.66	33	0.91	96

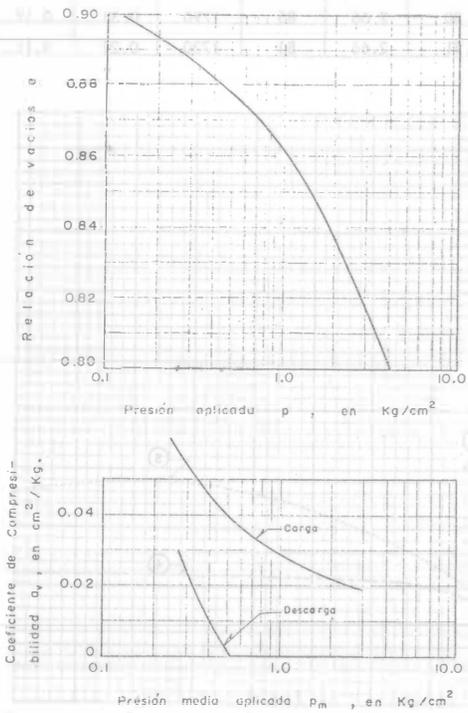
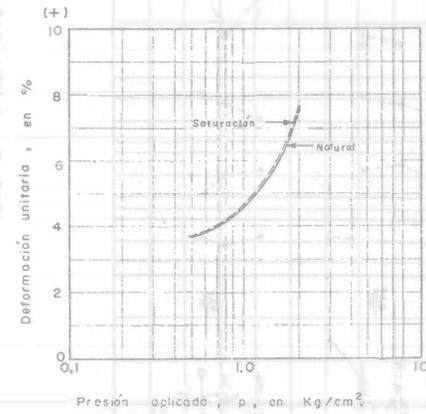


FIG.5 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD
CLINICA DEL IMSS
AHOME, SIN.
57

POCO PCA 2
Muestra No. 4
Elevación. -1.75-2.00m

PROBETA	PRE-SION Kg/cm ²	ESTADO W _i %	NATURAL		SATURADO BAJO CARGA				DEF. FINAL %	
			e_i	G_i %	w_f %	e_f	G_f %	ϵ_{sat} %		
1	0.47	31.1	0.95	84.8	3.65	31.5	0.88	100	0.00	3.65
2	0.98	31.1	0.95	85.6	4.32	30.5	0.86	94.0	0.04	4.36
3	1.98	30.9	0.93	88.0	7.60	29.1	0.78	98.5	0.09	7.68

(+) Compresión ; (-) Expansión



ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA
FIG.6
CLINICA DEL IMSS
AHOME, SIN.

CAPITULO 3 CIMENTACIONES CON PILOTES

3.1

En el Aeropuerto Internacional de la ciudad de México, proyecta construirse un hangar para la Dirección General de Aeronáutica Civil de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, con cubierta del tipo colgante que impone momentos de volteo a los elementos de apoyo.

El subsuelo, como se conoce, es propio de la zona del lago, caracterizado por su alta compresibilidad y baja resistencia al corte. Analice dos alternativas de cimentación y elija la que a su juicio considere más apropiada, tanto por seguridad como por su economía.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO Y LUGAR

El proyecto consta de un hangar, con una zona destinada a oficinas que ocupará una superficie de $3,285 \text{ m}^2$ (73 x 45 m). El hangar estará formado por una cubierta colgante apoyada en dos ejes laterales de columnas de concreto armado, separadas 70 m centro a centro. Según su diseño estructural, las columnas de cada eje estarán ligadas por un cajón de concreto desplantado a 3 m de profundidad, el cual trabajará a torsión, sirviendo a la vez para compensar parte de la carga vertical a la cimentación. La colocación, distribución de columnas, así como las descargas máximas a la cimen-

tación, se muestran en las figuras 1 y 2.

Desde el punto de vista regional, el predio se encuentra dentro de la zona de alta compresibilidad de la ciudad, la cual está sujeta al hundimiento regional (8 cm/año). El predio no colinda con construcciones, por lo que actualmente no existen limitaciones en este aspecto.

EXPLORACION Y MUESTREO

Los trabajos de exploración consistieron en un sondeo de 41.2 m de longitud, alcanzando la primera capa resistente típica del lugar y en tres pozos a cielo abierto de 1.5 m de profundidad aproximada.

Localización del sondeo y los pozos a cielo abierto se muestran en la figura 1.

El sondeo fue del tipo mixto, alternando penetración estándar, con la obtención de muestras inalteradas con tubo de pared delgada, tipo Shelby.

En la gráfica número de golpes de las figuras 3 y 4 se muestra la variación de la resistencia con la profundidad.

El nivel freático se encontró a 1.2 m de profundidad.

ENSAYES DE LABORATORIO

A todas las muestras se les determinó el contenido de agua y se clasificaron según los procedimientos manuales y visuales del SUCS.

Las gráficas de contenido de agua vs profundidad y el perfil del suelo obtenido con base en la clasificación de campo y laboratorio, se presentan en las figuras 3 y 4.

De cada una de las muestras inalteradas se prepararon probetas para determinar su resistencia a la compresión no confinada. La gráfica deformación unitaria vs esfuerzo desviador aplicado, se reporta en la figura 5 (se considera representativa de estas pruebas), contenido de agua, relación de vacíos, peso volumétrico y densidad de sólidos aparecen graficadas contra la profundidad en las figuras 3 y 4.

De algunas muestras inalteradas se hicieron pruebas de consolidación unidimensional para conocer las características de compresibilidad de los estratos arcillosos a que pertenecen. Estas pruebas consistieron en registrar la consolidación de las muestras para incrementos de presiones de 0.125, 0.5, 1.0, 2.0 y 4.0 Kg/cm² hasta el término de la consolidación primaria en cada uno. Las curvas relación de vacíos vs presión aplicada y coeficiente de compresibilidad (a_v) vs presión media aplicada, se muestran en las figuras 6 y 7. En estas mismas figuras se reportan los siguientes datos: relación de vacíos, contenido natural de agua, peso volumétrico natural y densidad de sólidos.

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

De acuerdo con las observaciones de campo y resultados

de los ensayos de laboratorio, se resumen a continuación la estratigrafía y propiedades mecánicas del subsuelo.

A partir de la superficie del terreno y hasta 3 m de profundidad, se encuentra el manto superficial constituido por depósitos recientes de arena limosa, limo y limo arenoso en estado suelto. El contenido de agua medio de estos depósitos es de 75%.

Subyace al manto superficial la formación arcillosa superior constituida por arcillas compresibles, producto de la descomposición de cenizas volcánicas, intercalada a profundidades diferentes por capas o lentes de microfósiles, vidrio volcánico y arena fina. El contenido natural de agua de la formación varía entre 270 y 570%. El peso volumétrico medio es de 1.15 ton/m³, presentando valores comprendidos entre 1.10 y 1.20 ton/m³. La resistencia al corte de la arcilla, obtenida a partir de pruebas de compresión no confinada, varía entre 0.10 y 0.28 Kg/cm², los valores más bajos de la resistencia se presentan entre 8 y 16 m de profundidad, en donde se tiene una resistencia al corte promedio de 0.10 Kg/m². De acuerdo con las pruebas de consolidación efectuadas, la arcilla es muy compresible y se encuentra preconsolidada en la proximidad de la capa dura.

La capa dura se encontró entre 37.3 y 39.5 m de profundidad, constituida por depósitos areno-limosos, limo-arenosos y limosos en estado compacto. El contenido natural de

agua de esta capa es muy inferior al de la arcilla, siendo en promedio de 60%.

Bajo la capa dura se encuentra la formación arcillosa inferior constituida por arcillas más resistentes y menos compresibles que las de la formación superior.

Solución

1. CIMENTACION

Debido a que la estructura transmitirá permanentemente a las columnas momentos de volteo muy importantes de 1200 ton-m, se requiere que la cimentación sea capaz de proporcionar un momento resistente que lo equilibre.

Considerando lo anterior, y las características y propiedades del subsuelo, se analizaron dos alternativas de cimentación a base de pilotes de fricción.

En la primera alternativa se tienen pilotes de fricción trabajando a compresión, para aportar una de las componentes del par resistente. La otra componente es proporcionada por el peso de un relleno de grava cementada colocada sobre una losa. Ambas componentes se transmiten al cajón de torsión sobre el cual se levantan las columnas, por medio de trabes de concreto armado y por la misma losa que subyace al relleno.

La segunda alternativa consiste en pilotes de fricción

trabajando tanto a compresión como a tensión. En esta alternativa ambas componentes del momento resistente son proporcionadas por un sistema de trabes localizadas a ambos lados del cajón de torsión. Para un mejor trabajo del conjunto se propone colocar una pequeña losa, a manera de zapata corrida, bajo la trabe que une a todos los pilotes de compresión. Esta losa actuará transmitiendo carga al terreno con la superficie.

Tomando en cuenta las experiencias de prueba de extracción realizadas en la ciudad de México, que permitan confiar en pilotes de fricción trabajando a tensión, así como el hecho de contar con una cimentación homogénea, en cuanto su trabajo dependa exclusivamente de la adherencia pilote-suelo, se prefiere la última alternativa de cimentación propuesta.

Con objeto de que los pilotes trabajen sólo por adherencia, se deberán dejar sus puntas separadas de la capa dura. De acuerdo a la experiencia, una separación conveniente es del orden de 4 m; en este caso se ha elegido una de 3.30 m, lo cual corresponde a hincar los pilotes hasta la profundidad de 34 m a partir de la superficie del terreno natural.

Se acepta que el valor máximo de la adherencia entre pilotes y arcilla normalmente consolidada es igual al 60% del valor de la resistencia a la compresión simple. Los valores de esta adherencia considerados en nuestro análisis

son de 0.36 Kg/cm² entre 3 y 5 m de profundidad, 0.12 Kg/cm² entre 5 y 18 m y 0.24 Kg/cm² entre 18 y 34 m.

1.1 Capacidad de carga

Para el cálculo de la capacidad de carga admisible por adherencia o fricción de los pilotes empleamos la siguiente expresión (ref. 3):

$$Q_a = \frac{1}{F.S} f_s P.L.$$

en donde:

Q_a = capacidad de carga admisible, en ton

f_s = adherencia entre el fuste del pilote y el suelo, en ton/m²

P = perímetro del pilote, en m

L = longitud efectiva del pilote, en m

F.S = factor de seguridad

Para los diferentes lados de pilotes cuadrados de 31 m de longitud, y usando un factor de seguridad de 2.5, la capacidad de carga admisible por adherencia es:

Lado (m)	P=4L (m)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	L ₃ (m)	f _{s1} (T/m ²)	f _{s2} (T/m ²)	f _{s3} (T/m ²)	Q _a = $\frac{f_s P L}{F.S}$ (ton)
.35	1.4	2	13	16	3.6	1.2	2.4	35
.40	1.6	2	13	16	3.6	1.2	2.4	40
.45	1.8	2	13	16	3.6	1.2	2.4	44
.50	2.0	2	13	16	3.6	1.2	2.4	49

2. CONCLUSIONES

a) El subsuelo es representativo de la zona de la ciudad denominada de alta compresibilidad, constituido principalmente por estratos arcillosos de gran espesor con contenidos de agua altos y muy baja resistencia al corte. La formación arcillosa superior se extiende hasta 37.3 m de profundidad respecto a la superficie del terreno natural.

b) El comportamiento de las cimentaciones del lugar está influenciado por el hundimiento general de la ciudad, actualmente del orden de 8 cm/año.

c) Por razones impuestas por el trabajo de la estructura, mayor simetría y homogeneidad en la cimentación, se concluye que la solución adecuada es la de pilotes de adherencia trabajando a compresión y tensión.

3. RECOMENDACIONES

A continuación se presentan las recomendaciones para el diseño y procedimiento constructivo de la cimentación.

a) La subestructura estará constituida por pilotes de fricción o adherencia, que trabajarán unos a compresión y otros a tensión para equilibrar el momento de volteo impuesto por la estructura.

b) Los pilotes sujetos a fuerzas de compresión se ligarán con una trabe y una zapata continua que contribuirá a --

evitar o reducir los asentamientos diferenciales.

c) La punta de los pilotes se desplantará a 34 m de -- profundidad. Para una longitud efectiva de 31 m, la carga -- de trabajo para pilotes de sección cuadrada, trabajando a -- compresión o tensión, es la anotada en la tabla del subinciso 1.1. Esta sección podrá cambiarse por cualquier otra si es más económica.

d) Bajo la acción combinada de cargas estáticas y acci-- dentales, la capacidad de carga podrá incrementarse un 35% -- del valor recomendado en (c), de tal forma que el factor de -- seguridad no sea menor de 1.8.

e) La separación mínima entre centros de pilotes será-- de tres veces el diámetro o lado de los mismos.

f) Los pilotes tendrán la longitud adicional requerida -- para anclar el acero con la subestructura.

g) La separación entre las hileras de pilotes de com-- presión y de tensión, se elegirá de un análisis económico -- que considere el costo de éstos y de los elementos estructu-- rales que los unan.

h) No se requieren perforaciones para facilitar el hin-- cado. Sin embargo, dependiendo de la separación, dimensio-- nes y tipo de los pilotes, deberá decidirse si se realizan o -- no, tomando en cuenta el remoldeo de la arcilla y la capaci-- dad de carga de los grupos.

i) Se harán por lo menos dos pruebas de extracción de-- pilotes, una en cada extremo del hangar, con objeto de veri-- ficar la capacidad de carga recomendada en este estudio. Es-- tas pruebas son indispensables. Los pilotes de prueba debe-- rán diseñarse con los esfuerzos normales de trabajo del ace-- ro para soportar el doble de la carga de trabajo del pilote-- más solicitado. Estos se hincarán antes que cualquier otro, -- permitiendo que transcurra un tiempo no menor de tres sema-- nas antes de la ejecución de las pruebas.

j) Las oficinas y demás construcciones ligeras de un -- piso del proyecto, se cimentarán sobre zapatas continuas o -- aisladas pero ligadas con trabes, desplantadas a 0.8 m de -- profundidad y diseñadas para una presión de contacto con el -- terreno de 3 ton/m² (ref. 7), por limitación de asentamien-- tos.

Grupos	Profundidad (m)	Capacidad (ton)	Grupos	Profundidad (m)	Capacidad (ton)
1	34	100	4	34	100
2	34	100	5	34	100
3	34	100	6	34	100
4	34	100	7	34	100
5	34	100	8	34	100
6	34	100	9	34	100
7	34	100	10	34	100
8	34	100	11	34	100
9	34	100	12	34	100
10	34	100	13	34	100
11	34	100	14	34	100
12	34	100	15	34	100
13	34	100	16	34	100
14	34	100	17	34	100
15	34	100	18	34	100
16	34	100	19	34	100
17	34	100	20	34	100
18	34	100	21	34	100
19	34	100	22	34	100
20	34	100	23	34	100
21	34	100	24	34	100
22	34	100	25	34	100
23	34	100	26	34	100
24	34	100	27	34	100
25	34	100	28	34	100
26	34	100	29	34	100
27	34	100	30	34	100
28	34	100	31	34	100
29	34	100	32	34	100
30	34	100	33	34	100
31	34	100	34	34	100
32	34	100	35	34	100
33	34	100	36	34	100
34	34	100	37	34	100
35	34	100	38	34	100
36	34	100	39	34	100
37	34	100	40	34	100
38	34	100	41	34	100
39	34	100	42	34	100
40	34	100	43	34	100
41	34	100	44	34	100
42	34	100	45	34	100
43	34	100	46	34	100
44	34	100	47	34	100
45	34	100	48	34	100
46	34	100	49	34	100
47	34	100	50	34	100
48	34	100	51	34	100
49	34	100	52	34	100
50	34	100	53	34	100
51	34	100	54	34	100
52	34	100	55	34	100
53	34	100	56	34	100
54	34	100	57	34	100
55	34	100	58	34	100
56	34	100	59	34	100
57	34	100	60	34	100
58	34	100	61	34	100
59	34	100	62	34	100
60	34	100	63	34	100
61	34	100	64	34	100
62	34	100	65	34	100
63	34	100	66	34	100
64	34	100	67	34	100
65	34	100	68	34	100
66	34	100	69	34	100
67	34	100	70	34	100
68	34	100	71	34	100
69	34	100	72	34	100
70	34	100	73	34	100
71	34	100	74	34	100
72	34	100	75	34	100
73	34	100	76	34	100
74	34	100	77	34	100
75	34	100	78	34	100
76	34	100	79	34	100
77	34	100	80	34	100
78	34	100	81	34	100
79	34	100	82	34	100
80	34	100	83	34	100
81	34	100	84	34	100
82	34	100	85	34	100
83	34	100	86	34	100
84	34	100	87	34	100
85	34	100	88	34	100
86	34	100	89	34	100
87	34	100	90	34	100
88	34	100	91	34	100
89	34	100	92	34	100
90	34	100	93	34	100
91	34	100	94	34	100
92	34	100	95	34	100
93	34	100	96	34	100
94	34	100	97	34	100
95	34	100	98	34	100
96	34	100	99	34	100
97	34	100	100	34	100

Fig.1 Croquis de localización de sondeos.

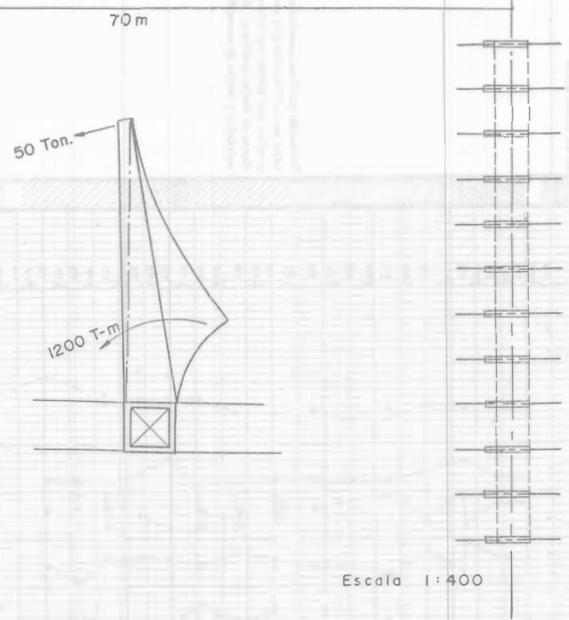
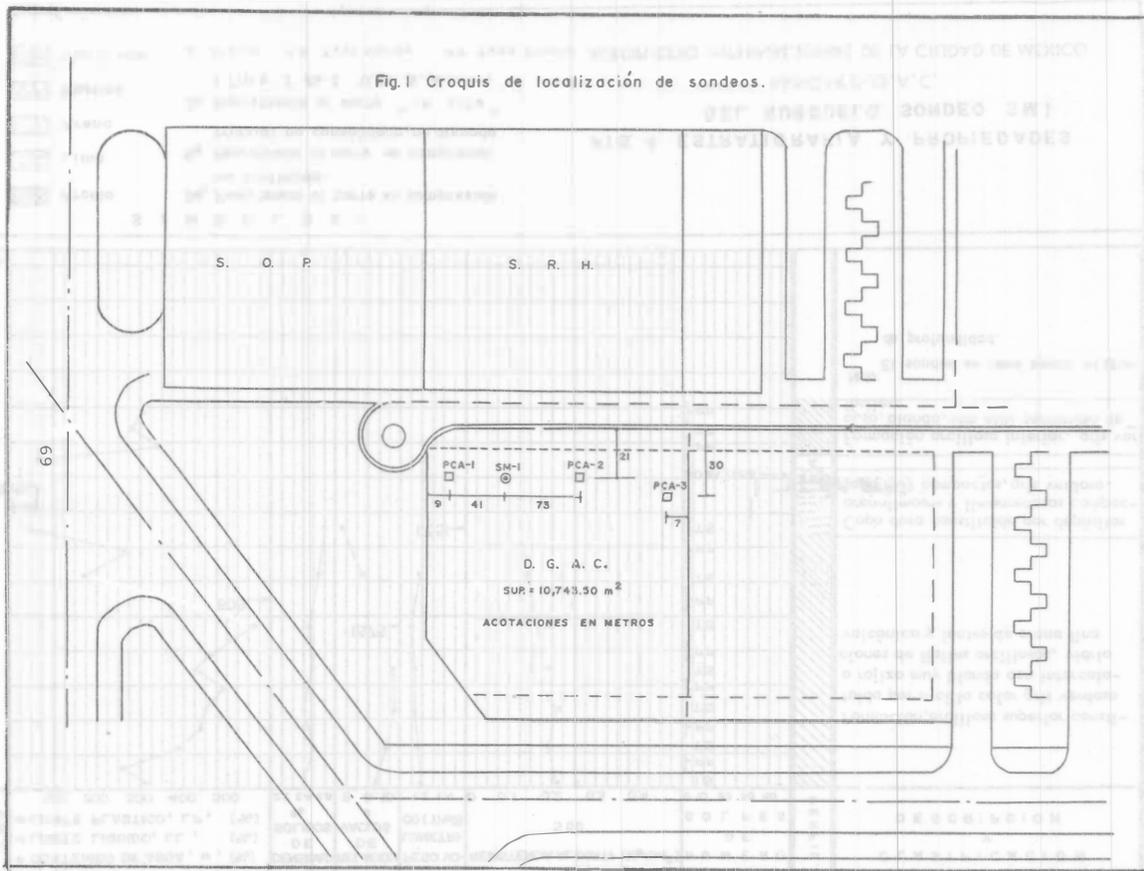
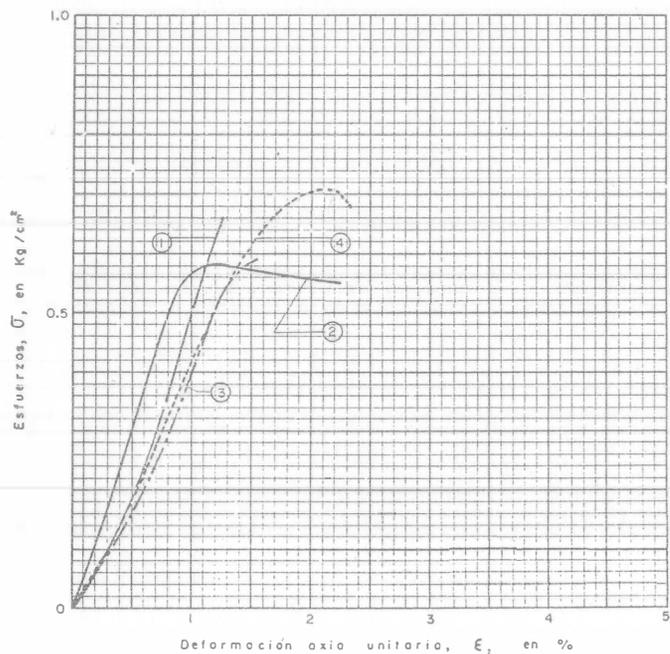


Fig.2 Distribución en planta de columnas.

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA w, %	DENSIDAD DE SOLIDOS S_s	GRADO DE SATURACION G_s , %	PESO VOLUMETRICO NATURAL $\gamma_m, \text{kg/m}^3$	ESFUERZO DESVIADOR MAXIMO $\sigma_{\text{máx}}, \text{kg/cm}^2$	COHESION APARENTE $c, \text{kg/cm}^2$	DEF. UNITARIA A LA RUPTURA ϵ_r , %
Nº	PROF. m	e	w, %	S_s	G_s , %	$\gamma_m, \text{kg/m}^3$	$\sigma_{\text{máx}}, \text{kg/cm}^2$	$c, \text{kg/cm}^2$	ϵ_r , %
1	2.05	2.83	109	2.51	97	1376	0.66	0.33	1.27
2	2.05	2.76	108	2.51	98	1392	0.58	0.29	1.11
3	3.15	4.30	170	2.49	98	1272	0.59	0.29	1.55
4	3.15	4.45	178	2.49	100	1275	0.71	0.36	2.16



FALLA



FIG. 5 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA. SONDEO

SONDEO	PROF (m)	S_s	w_1 %	e_1	G_s %
SM1	22.90	2.32	290	6.7	100

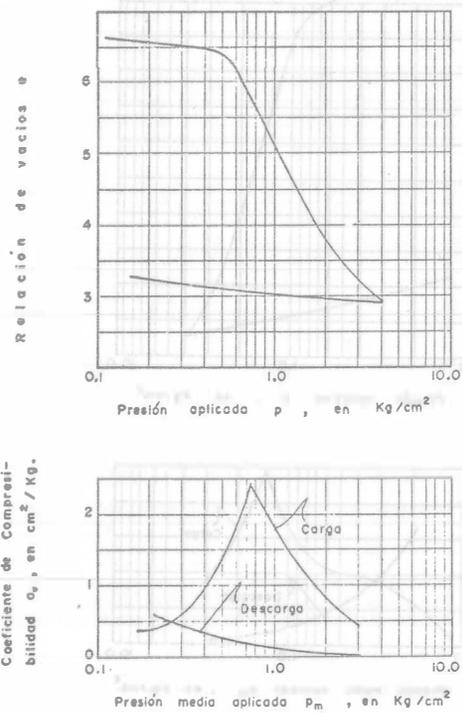
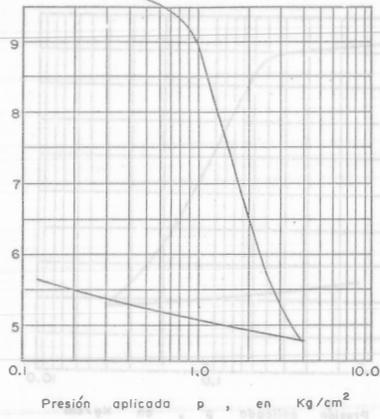


FIG. 6 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	PROF (m)	S _s	w _i %	e _i	G _i %
SM1	36.20	2.39	422	10.0	100

Relación de vacíos e



Coefficiente de Compresibilidad α_v , en cm^2/Kg .

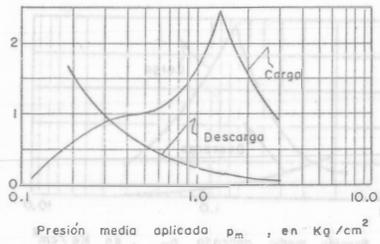


FIG 7 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

PROFUNDIDAD (m)	RELACION NATURAL DE AGUA	CONTENIDO DE AGUA SATURADO	GRADO DE SATURACION	GRADO DE AGOTAMIENTO	GRADO DE AGOTAMIENTO	GRADO DE AGOTAMIENTO	GRADO DE AGOTAMIENTO
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
1.00	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
1.05	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
1.10	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
1.15	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
1.20	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
1.25	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
1.30	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
1.35	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
1.40	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
1.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
1.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
1.55	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
1.60	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
1.65	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
1.70	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
1.75	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
1.80	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
1.85	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
1.90	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
1.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

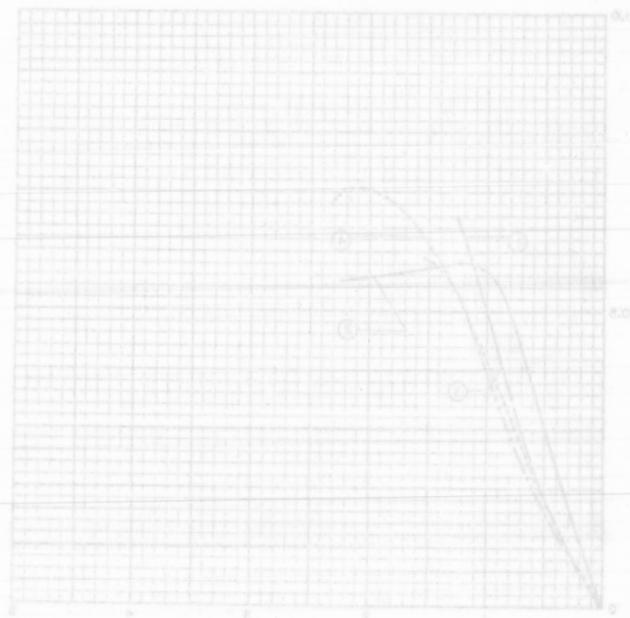


FIG 2 MUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA. SONDEO

3.2

Se proyecta construir un puente colgante para el cruce del gasoducto Venta de Carpio-Lechería con el Gran Canal, -- cerca de San Cristóbal Ecatepec, Estado de México.

Con los datos del proyecto y del subsuelo adjuntos, de termine el tipo de cimentación que considere más apropiado -- de la estructura, de las recomendaciones correspondientes pa ra su diseño y construcción.

DESCRIPCION DEL LUGAR Y DEL PROYECTO

El cruce se encuentra a corta distancia de San Cristóbal Ecatepec, Estado de México, en las estribaciones del antiguo Lago de Texcoco. El subsuelo es típico de la denominada "zona de transición" del subsuelo de la ciudad de México, donde se observan algunos estratos compresibles de arcilla -- lacustre de reducido espesor, intercalados con capas de ---- otros suelos, siendo irregular la estratigrafía.

Se desconoce la magnitud de los hundimientos regionales, aunque sí se conoce que estos están ocurriendo. De --- acuerdo con los datos publicados por la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México en su boletín No. 6 de 1970, se deduce que existen pérdidas de la presión hidrostática en el subsuelo. Esta pérdida a 33 m de profundidad es del or--

den de 2 ton/m².

La figura 1 es un croquis del puente colgante proyectado para soportar los elementos de la conducción. Se trata -- de una estructura a base de cables tensados que en cada margen del canal se apoyarán en una torre y anclados en elementos resistentes.

cada torre será una estructura metálica de 13 m de altura, contraventeada con cuatro cables, que transmitirán una descarga vertical al terreno de 101 ton, además de las accidentales debidas a viento y sismo.

Los cables principales, en número de cuatro, se apoyarán en las torres y se anclarán en el elemento resistente, -- transmitiéndole una fuerza de tensión total de 312 ton. Los cables de contraventeo lateral transmitirán una tensión de -- 54 ton a los respectivos elementos de apoyo.

Los datos geométricos y la magnitud de las descargas -- son los indicados en la figura 1.

EXPLORACION DEL SUBSUELO

El programa de exploración comprendió dos sondeos profundos localizados uno bajo cada torre, a ambos lados del canal. El sondeo SM1 se localiza en la margen izquierda y el SM2 en la margen derecha, según se muestra en la figura 1.

Los sondeos fueron del tipo mixto, alternando pruebas-



de penetración estándar con la obtención de muestras inalteradas de los suelos arcillosos blandos. La profundidad explorada fue 35.1 m en el sondeo S1 y de 31.9 m en el S2.

En las gráficas denominadas "número de golpes" de las figuras 2 y 3 se muestra la variación de la resistencia a la penetración con la profundidad.

El nivel freático se encontró a 9.6 y 10.0 m de profundidad en los sondeos S1 y S2, respectivamente.

ENSAYES DE LABORATORIO

Todas las muestras representativas e inalteradas fueron clasificadas en el laboratorio, conforme a los procedimientos manuales y visuales del SUCS, determinándoles su contenido natural de agua. En las figuras 2 y 3 se reporta el perfil de suelos en cada sondeo, describiendo cada uno de los estratos y presentando la variación del contenido de agua con la profundidad. Se indican también los valores de los límites de consistencia, líquido y plástico, determinados a algunos suelos típicos. La carta de plasticidad correspondiente es la mostrada en la figura 4.

De las muestras inalteradas se labraron probetas que fueron sometidas a pruebas de compresión no confinada y a pruebas de compresión triaxial. Las primeras fueron realizadas en probetas preparadas de cada una de las muestras in-

teradas obtenidas. En la figura 5 (representativa de estas pruebas) se presenta la gráfica de esfuerzo vs deformación unitaria y los valores de algunas propiedades índice y mecánicas de interés. Los círculos de Mohr y los valores de algunas propiedades son las mostradas en la figura 6 (representativa de estas pruebas).

En las figuras 7 y 8 se presentan las curvas relación de vacíos y coeficiente de compresibilidad vs presión aplicada de los suelos localizados a 5.9 y 10.5 m de profundidad, en el sondeo S2. Ambas se calcularon a partir de pruebas de consolidación unidimensional, en las que se emplearon probetas sometidas a presiones de 0.125, 0.25, 0.5, 1.0, 2.0 y 4.0 Kg/cm², permitiendo la consolidación primaria bajo cada uno de estos incrementos.

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

Con base en los resultados de campo y laboratorio, se concluye que la estratigrafía es semejante en ambos sondeos. Sin embargo, las propiedades del subsuelo tienen diferencias posiblemente debidas a la cercanía del sondeo S1 a un pozo de bombeo actualmente en explotación. En los párrafos siguientes se describe la estratigrafía y las propiedades del subsuelo.

Superficialmente y hasta una profundidad media de 3.4 m, el subsuelo está constituido por una serie de depósitos -

de suelos areno-limosos y limo-arenosos, de compacidad variable entre muy suelta y media; el contenido de agua varía entre 35 y 65% en el sondeo SM1 y entre 25 y 130% en el SM2.

A partir de 3.4 m y hasta una profundidad de 5.0 m en el sondeo SM1 y de 6.4 m en el SM2, existe un estrato de limo, gris verdoso, con algunas vetas de arena fina. El contenido de agua medio es de 90% en el SM1 y de 180% en el SM2. De acuerdo con la posición de los límites de consistencia en la carta de plasticidad, el suelo se clasifica como un limo de alto límite líquido del grupo MH. De los resultados de las pruebas de consolidación unidimensional (fig. 7) se concluye que la compresibilidad es baja y que el suelo está fuertemente preconsolidado, seguramente debido a efectos de secado. La resistencia a la compresión no confinada varía entre 2.0 y 2.5 Kg/cm² en el sondeo SM1 y entre 1.6 y 1.8 Kg/cm² en el SM2.

Subyaciendo al estrato anterior existe una capa de arena fina con espesor de 1.6 m en el sondeo SM1 y 0.7 m en el SM2. El contenido de agua medio en el sondeo SM1 es de 60% y en el sondeo SM de 40%. La capa de arena está compacta en el sondeo SM2 y en parte del SM1.

Entre 6.6 y 22.8 m de profundidad en el sondeo SM1, y entre 7.1 y 26.6 m en el sondeo SM2, existen suelos limo-arcillosos, café claro y gris verdoso, intercalados por capas arenosas, limo-arenosas y areno-limosas. La compacidad de

estas capas varía de suelta a compacta, definiéndose dos estratos resistentes en estado compacto, a las siguientes profundidades:

Sondeo	Profundidad del primer estrato (m)	Profundidad del segundo estrato (m)
SM1	9.8 a 11.0	14.6 a 21.7
SM2	11.7 a 12.2	15.0 a 22.2

El contenido natural de agua tiene valores comprendidos entre 40 y 185%, presentando en general valores que disminuyen a medida que aumenta la profundidad. El límite líquido varía entre 40 y 110% y el plástico entre 25 y 63%. La prueba de consolidación efectuada en una muestra extraída a 10.5 m de profundidad, indica que los suelos son poco compresibles (fig. 8). La resistencia a la compresión no confinada varía entre 0.4 y 2.0 Kg/cm². La resistencia al corte fue también determinada en pruebas de compresión triaxial (fig. 6).

Subyaciendo al depósito anterior, el subsuelo está formado por un estrato de arcilla de color gris verdoso, cuyo espesor es 4.7 m en el sondeo SM1 y 1.9 m en el SM2. Su resistencia es firme y muy firme. El contenido natural de agua medio es de 85%. El estrato está preconsolidado.

Finalmente, hasta la profundidad explorada, existen depósitos constituidos por series de suelos limo-arenosos y

areno-limosos en estado muy compacto. El contenido de agua es bajo, del orden de 35%.

Solución

1. CIMENTACION

Procedemos al estudio de la cimentación de las torres y anclaje de los cables, considerando las propiedades del subsuelo, los datos estructurales proporcionados y la posición de los apoyos con respecto al Gran Canal.

Por razones de estabilidad y de economía, se considera que la cimentación más apropiada es del tipo profundo, constituido por pilotes. En el caso de las torres utilizando pilotes verticales. En cuanto a los cables, las fuerzas de tensión podrán transmitirse a pilotes inclinados, trabajando como anclas por adherencia con el terreno.

En vista de la irregularidad del subsuelo y de las cargas relativamente bajas, por comportamiento y facilidad constructiva se considera la capacidad de carga de los pilotes que trabajarán a compresión, únicamente en función de la adherencia o fricción lateral con el terreno. El trabajo de punta, que sí lo habrá, aumentará el factor de seguridad.

Tomando en cuenta lo anterior y que la estabilidad del puente dependerá básicamente de la fricción entre pilotes y terreno para soportar las fuerzas de tensión transmitidas

por los cables, se elige un valor promedio conservador de adherencia igual a 1.5 ton/m², que según los parámetros de resistencia al corte estimados para los distintos suelos, queda afectado de un factor de seguridad mayor que 3.

En el caso de existir hundimientos regionales, estos se deben al enjambamiento de capas profundas situadas más abajo que la punta de los pilotes, por lo que la capacidad de carga no se afecta por fricción negativa.

Para los pilotes de cimentación de la torre, es recomendable una longitud de 15 m, de tal forma que las puntas descansan en la capa resistente irregular que a esa profundidad se encuentra.

1.1 Capacidad de carga admisible

Para el cálculo de la capacidad de carga admisible por adherencia de los pilotes, empleamos la siguiente expresión (ref. 3):

$$Q_a = f_a PL$$

donde:

Q_a = capacidad de carga admisible, en ton

P = perímetro del pilote, en m

L = longitud efectiva de contacto del pilote con el terreno, en m

f_a = adherencia admisible, en ton/m²

La capacidad de carga admisible por adherencia para diferentes diámetros es la siguiente:

Diámetro pilote (cm)	Capacidad de carga (ton)
30	21
35	25
40	28
45	32

Para los pilotes que equilibrarán las fuerzas de tensión de 312 ton transmitidas por los cables principales del puente, es conveniente que la punta alcance la misma profundidad de 15 m. La capacidad de carga será igual a la adherencia admisible de 1.5 ton/m^2 , multiplicada por el perímetro y por la longitud de contacto del pilote con el terreno. Esta última estará dada por las limitaciones del equipo de perforación e hincado que vaya a utilizarse. Un ángulo de inclinación máximo, respecto a una vertical, proporcionado por los equipos comunes es del orden de 25° . La capacidad de carga admisible en este caso será la siguiente para diferentes diámetros de pilote:

Diámetro pilote (cm)	Capacidad de carga (ton)
30	24
35	28
40	32
45	36

Las fuerzas de tensión de 10 ton transmitidas a la ci-

mentación por los cables de sostén de la torre, podrán ser tomadas por pilotes inclinados de menor longitud que los anteriores. Una longitud de 10 m y diámetro de 30 cm proporcionan una capacidad de trabajo de 14 ton. No son recomendables de menor longitud porque algunos quedarán cerca del cauce del Gran Canal.

En la figura 9 se ilustra esquemáticamente el tipo de cimentación propuesto.

2. CONCLUSIONES

Del estudio realizado se concluyen los siguientes puntos:

a) El subsuelo es irregular en estratigrafía y propiedades y es propio de la denominada zona de transición del subsuelo del área urbana de la ciudad de México. Contiene estratos intercalados de arcilla compresible.

b) Por razones económicas y constructivas, la cimentación a base de pilotes es apropiada, tanto para la torre como para transmitir al subsuelo las fuerzas de tensión de los

cables del puente.

3. RECOMENDACIONES

Las recomendaciones para el diseño y construcción de la cimentación son:

3.1. Recomendaciones para el diseño

a) La cimentación de las torres será a base de pilotes verticales de 15 m de longitud. La carga de trabajo recomendada para el diseño de la cimentación se indica en el subinciso 1.1.

Se utilizará un número mínimo de cuatro pilotes en cada torre, los cuales recibirán las descargas por intermedio de una zapata o elemento rígido de concreto.

b) El anclaje de los cables principales se efectuará utilizando baterías de pilotes inclinados desplantados a 15 m de profundidad respecto a la superficie del terreno natural. Al realizar su diseño deberá conocerse y elegirse la inclinación que pueda obtenerse con el equipo de perforación e hincado. Con este dato se calculará la longitud de los pilotes y la capacidad de carga, como se describió en el subinciso 1.1. Los valores que se indican en ese inciso son aplicables a ángulos de inclinación de 25° y longitud de 16.8 m.

c) La separación mínima entre centro de pilotes será de tres veces su diámetro.

1) Deberá revisarse que la capacidad de carga del conjunto de pilotes de tensión de cada sistema de apoyo de los cables principales, sea mayor que la que resulte de multiplicar el número de pilotes por la capacidad de carga unitaria. El perímetro del conjunto será aquel que circunscriba a los

pilotes. Como valor del esfuerzo cortante se usará 1.5 ton/m². Un criterio semejante se aplicará para revisar todos los grupos de pilotes.

e) El área de acero del refuerzo longitudinal estará regido, en pilotes sujetos a tensión, por la magnitud de esta fuerza. Es importante un diseño cuidadoso para evitar discontinuidad en la transmisión de esfuerzos a lo largo del pilote que pudieran ocasionar su falla estructural. La posición y distribución del refuerzo longitudinal, según una sección transversal del pilote, deberá hacerse tomando en cuenta el tipo de pilotes y el procedimiento de construcción. Si estos datos no se conocen en la etapa de diseño, deberá revisarse antes de iniciar la construcción.

f) Por razones de durabilidad se recomienda el empleo de pilotes de concreto reforzado resistentes al ataque químico de sustancias disueltas en el agua intersticial del suelo.

g) Para la revisión del número de pilotes, bajo la acción combinada de cargas estáticas y accidentales, se permitirá un incremento de 30% en la capacidad de carga recomendada.

3.2. Construcción de la cimentación

Es aconsejable el empleo de pilotes de anclaje precolados e hincados con martinete en vez de pilotes o anclas cola

das in situ, debido a los problemas que pudieran ofrecer estos últimos en la construcción, como son estabilidad de las perforaciones, colocación del refuerzo de tensión y los problemas inherentes al colado. Sin embargo, los primeros presentan también problemas debido a que se requieren perforaciones previas al hincado. A continuación se anotarán las recomendaciones más importantes.

a) Previamente al hincado de los pilotes se harán perforaciones con la inclinación de proyecto y de 5 cm de diámetro real menor que el de los pilotes. Esta condición es fundamental para el trabajo de adherencia, por lo que se requiere de una aplicación y control cuidadoso. El material perforado no se extraerá; deberá batirse con herramienta apropiada hasta obtener un lodo homogéneo.

b) Los pilotes serán precolados en un solo tramo y se hincarán hasta la profundidad recomendada, empleando un martinete del tipo Delmag 12 o de energía equivalente, siempre que la masa del pilote sea reducida. En caso contrario, deberá emplearse un martinete de mayor energía.

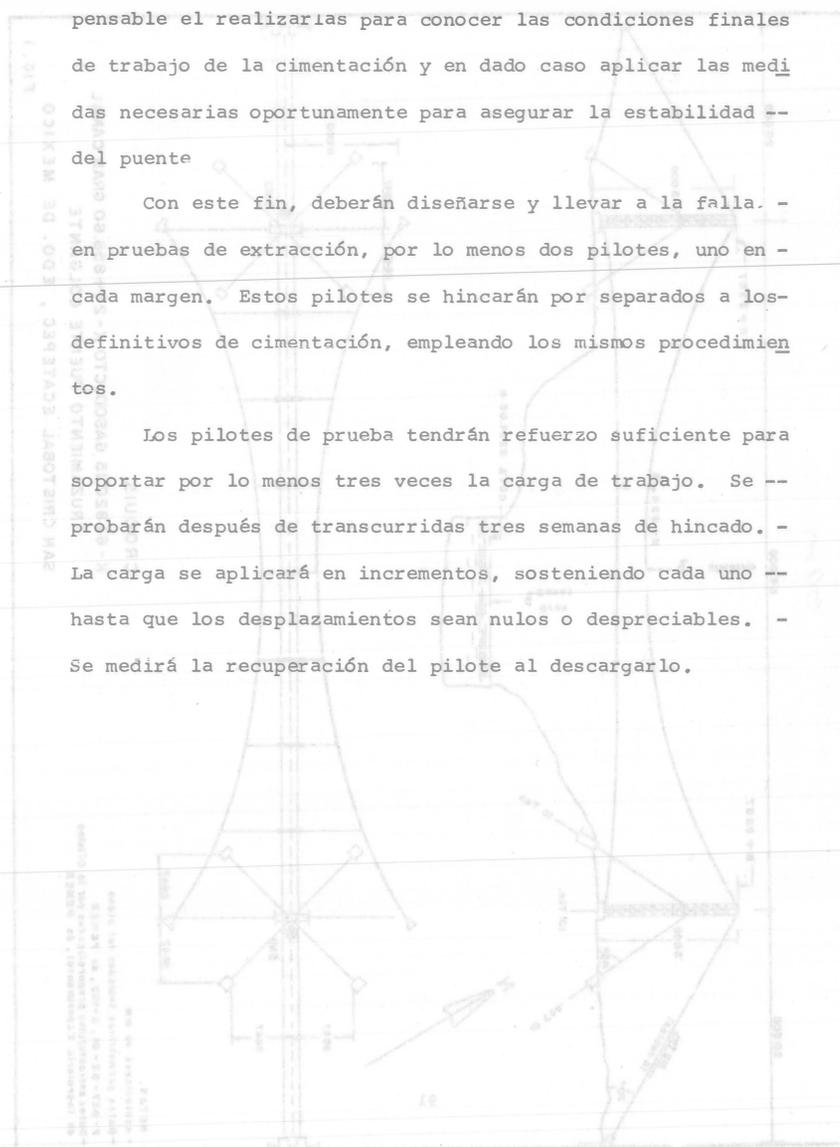
4. PRUEBAS DE CARGA

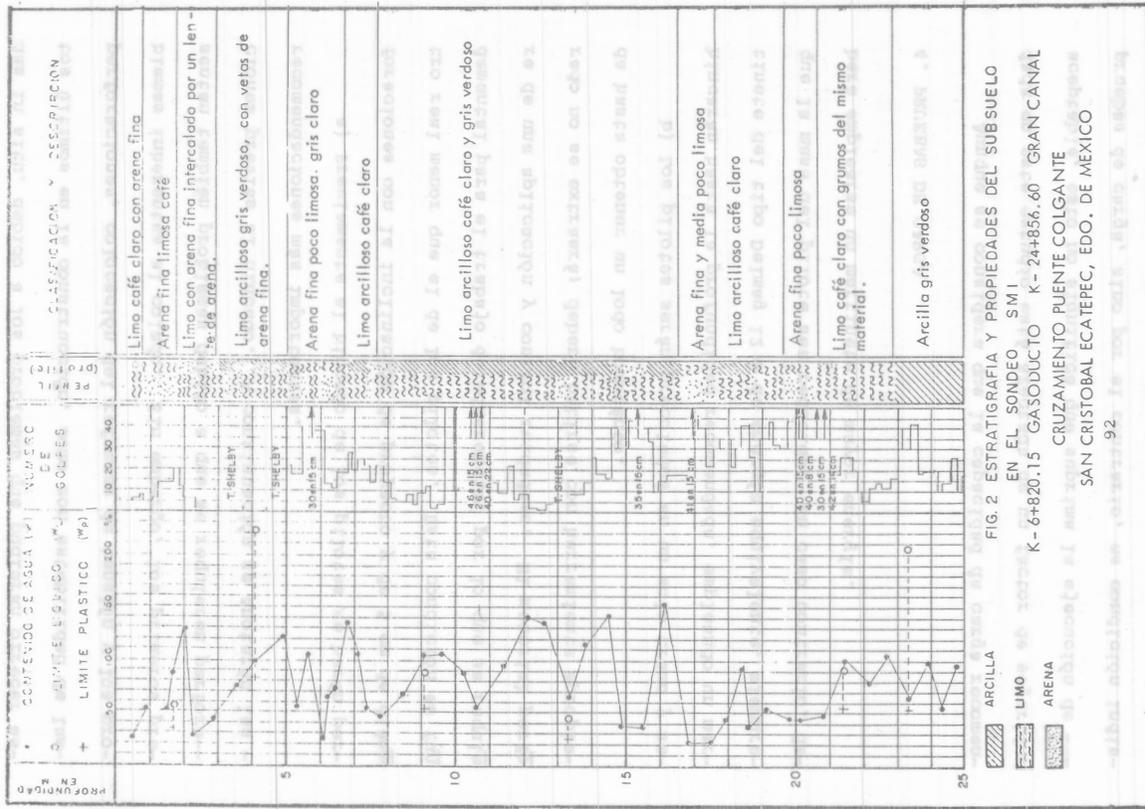
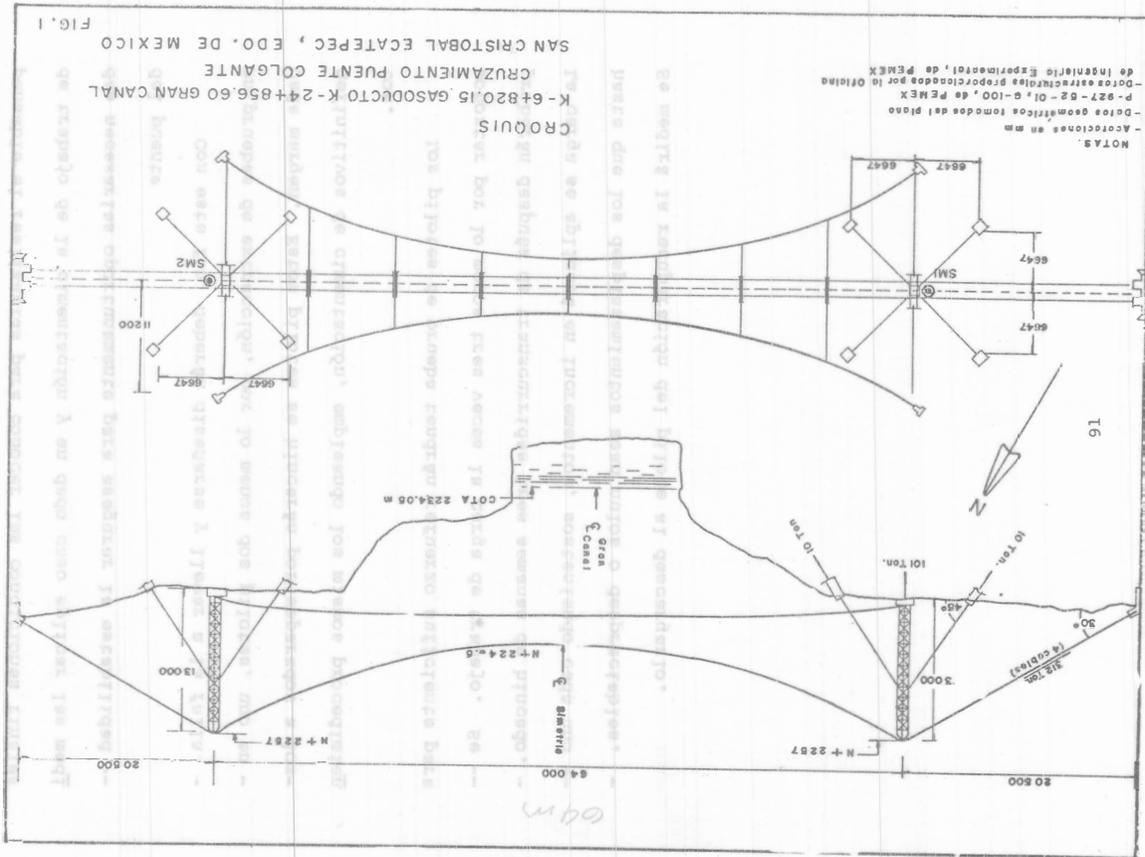
Aunque se considera que la capacidad de carga recomendada en este estudio está afectada de un factor de seguridad aceptable, esto no significa que suprima la ejecución de pruebas de carga, sino por el contrario, es condición indis-

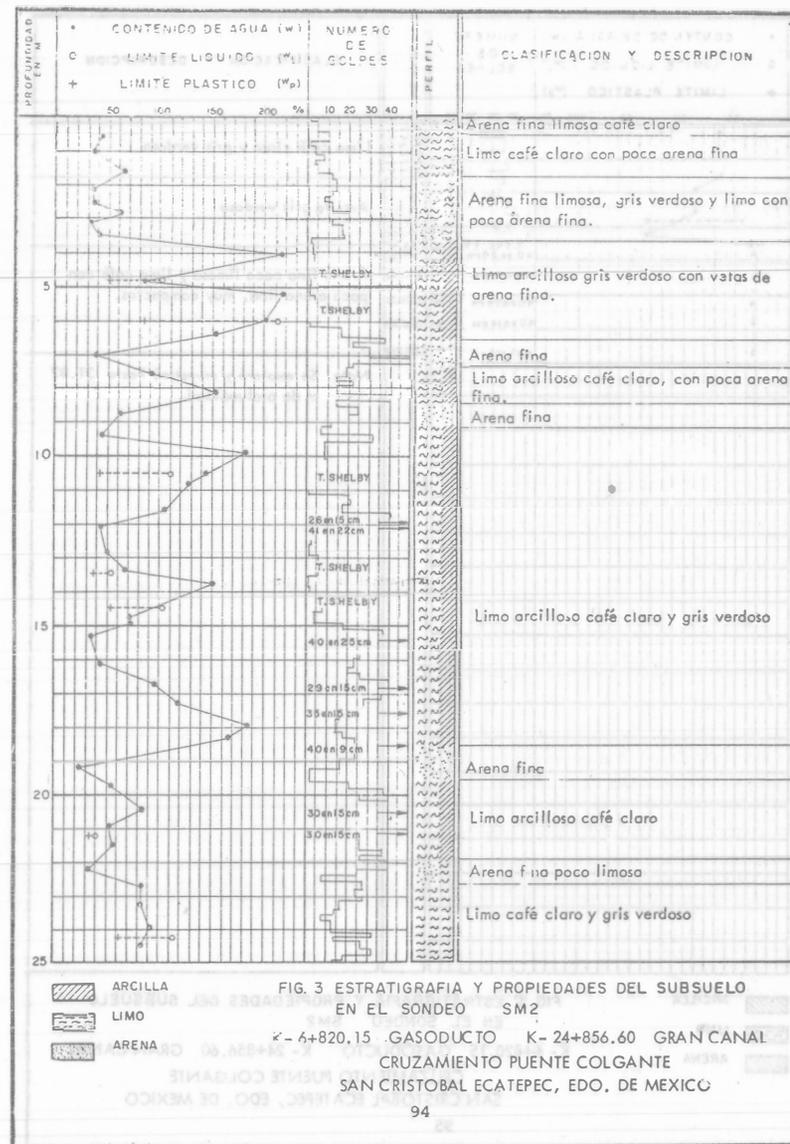
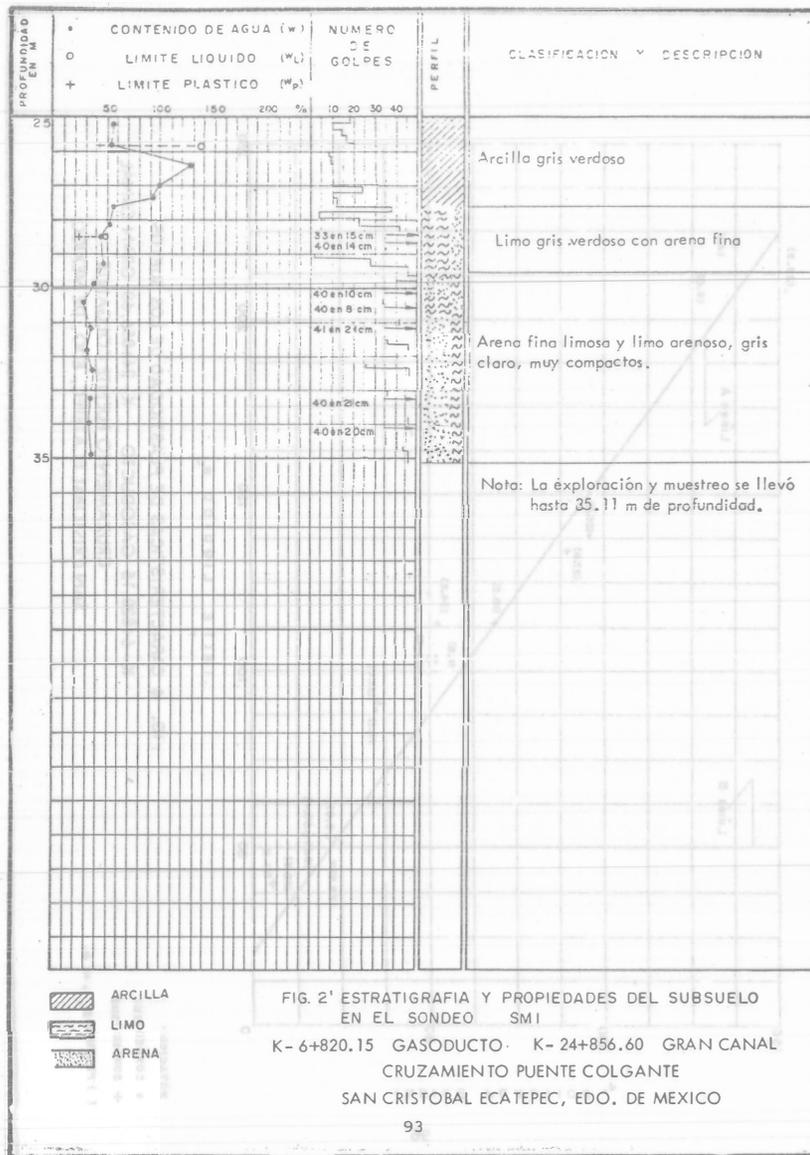
pensable el realizarias para conocer las condiciones finales de trabajo de la cimentación y en dado caso aplicar las medidas necesarias oportunamente para asegurar la estabilidad del puente

Con este fin, deberán diseñarse y llevar a la falla en pruebas de extracción, por lo menos dos pilotes, uno en cada margen. Estos pilotes se hincarán por separados a los definitivos de cimentación, empleando los mismos procedimientos.

Los pilotes de prueba tendrán refuerzo suficiente para soportar por lo menos tres veces la carga de trabajo. Se probarán después de transcurridas tres semanas de hincado. La carga se aplicará en incrementos, sosteniendo cada uno hasta que los desplazamientos sean nulos o despreciables. Se medirá la recuperación del pilote al descargarlo.







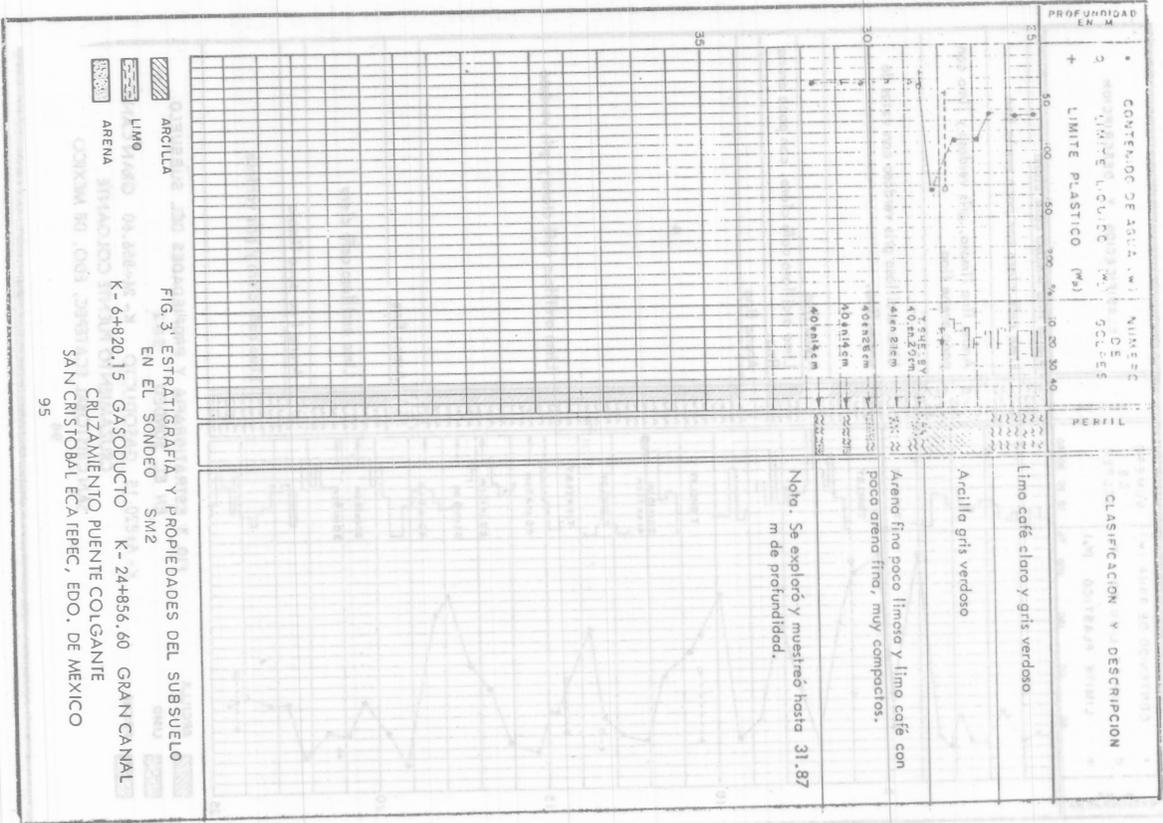
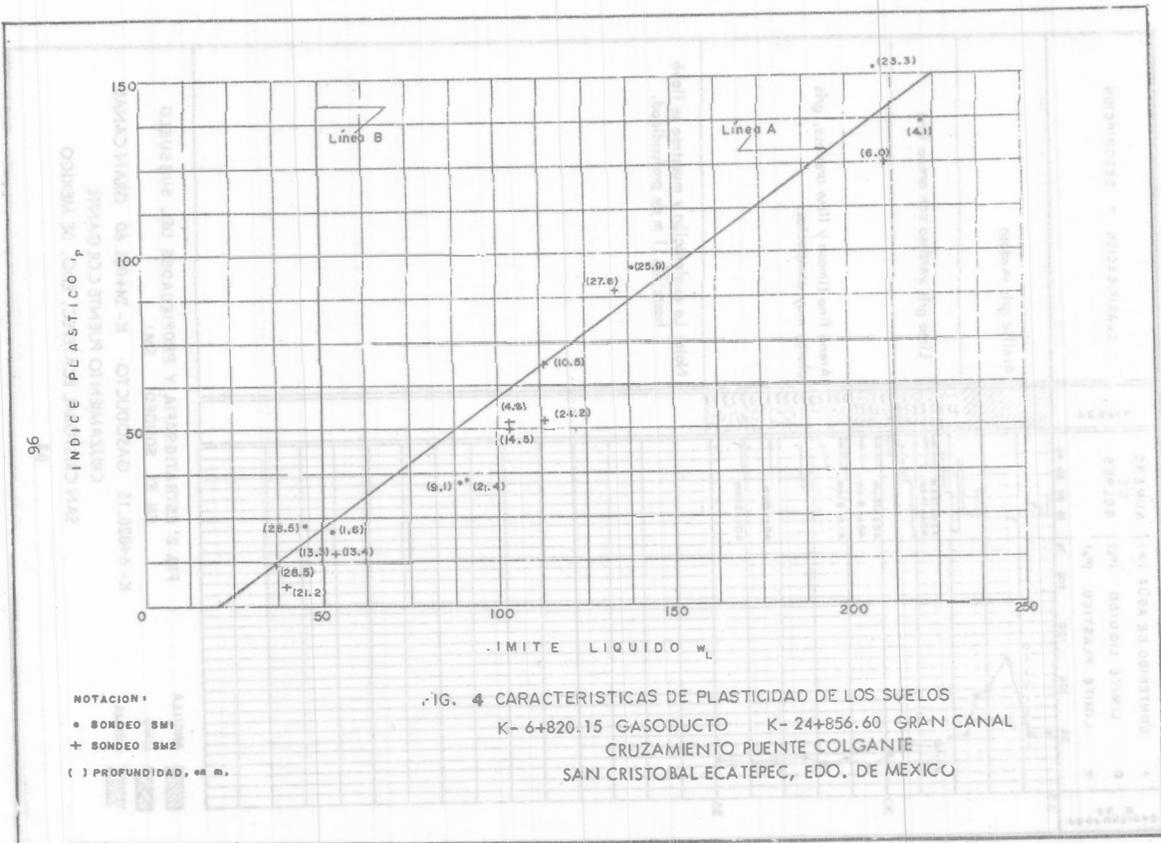


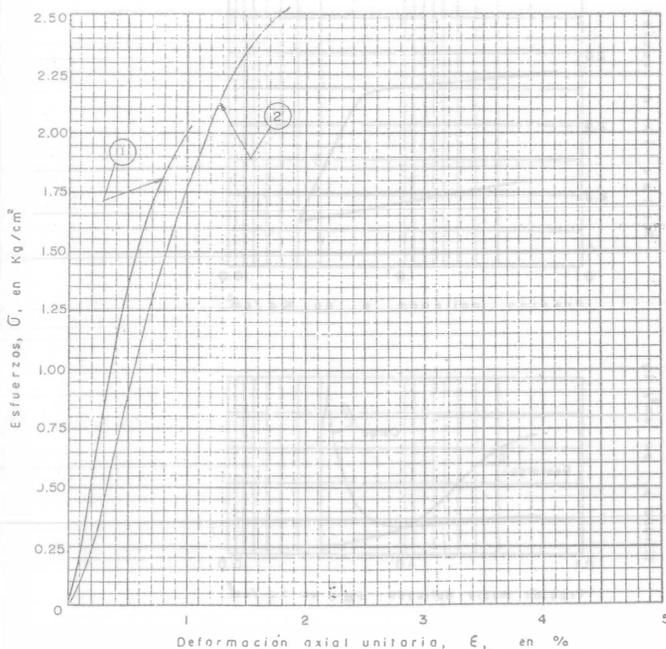
FIG. 3. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO SM2
 K-6+820.15 GASODUCTO K-24+856.60 GRAN CANAL
 CRUZAMIENTO PUENTE COLGANTE
 SAN CRISTOBAL ECATEPEC, EDO. DE MEXICO



NOTACIÓN:
 ● SONDEO SM1
 + SONDEO SM2
 () PROFUNDIDAD, en m.

FIG. 4. CARACTERÍSTICAS DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS
 K-6+820.15 GASODUCTO K-24+856.60 GRAN CANAL
 CRUZAMIENTO PUENTE COLGANTE
 SAN CRISTOBAL ECATEPEC, EDO. DE MEXICO

PROBETA	RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	DENSIDAD DE SOLIDOS	GRADO DE SATURACION	PESO VOLUMETRI- CO NATURAL	ESFUERZO DESVIADOR MAXIMO	COHESION APARENTE	DEF. UNITA- RIA A LA RUPTURA
Nc	Prof. m	W, %	Ss	S, %	γ_m kg/m ³	$\sigma_{m\max}$ kg/cm ²	c kg/cm ²	ϵ_r , %
1	3.6	2.17	74	92	1486	2.02	1.01	1.04
2	4.9	3.23	137	98	1301	2.52	1.26	1.86



FALLA



FIG. 5 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA. SONDEO SM1
K- 6+820.15 GASODUCTO K- 24+856.60 GRAN CANAL
CRUZAMIENTO PUENTE COLGANTE
SAN CRISTOBAL ECATEPEC, EDO. DE MEXICO

PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL NO CONSOLIDADA - NO DRENADA (Q)

SONDEO : SM-2

MUESTRA : 8

PROFUNDIDAD : 4.75

PROBETA	σ_{III} kg/cm ²	σ_z kg/cm ²	ϵ_r %	E_{so} kg/cm ²	s_a	e_i	w_i %	G_i %
1	0.5	2.72	1.59		2.37	6.36	210	78
2	1.0	3.32	3.35		2.37	4.97	209	100
3	2.0	4.34	2.30		2.33	6.30	213	79

DIAGRAMA DE MOHR

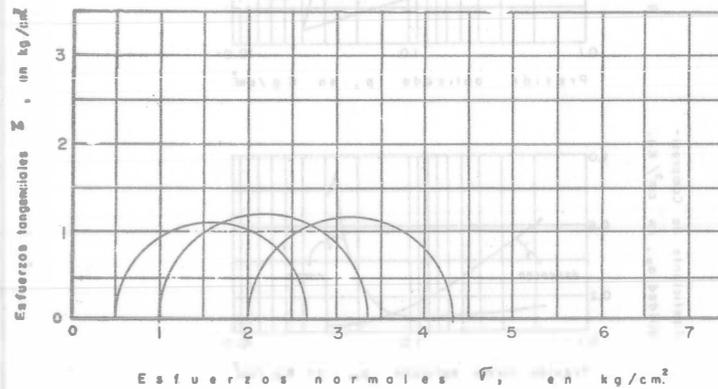


FIG. 6
K- 6+820.15 GASODUCTO K- 24+856.60 GRAN CANAL
CRUZAMIENTO PUENTE COLGANTE
SAN CRISTOBAL ECATEPEC, EDO. DE MEXICO

FIG. 6

PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL
NO CONSOLIDADA - NO DRENADA (0)

SONDEO	PROF.(m)	s _s	w _i %	e _i	G _s %
SM2	5.9	2.29	228	5.2	100

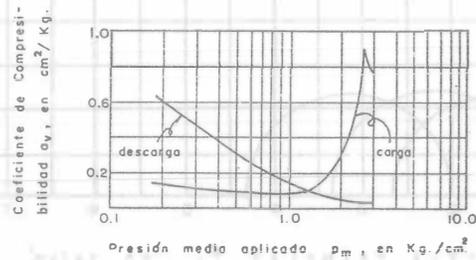
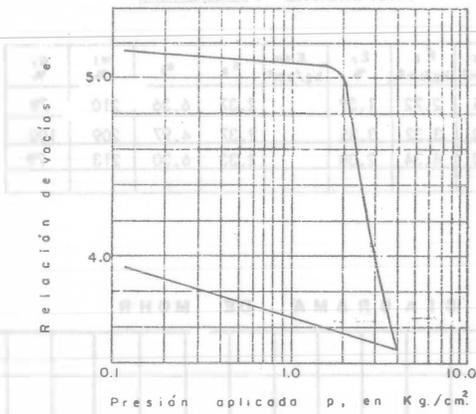


FIG. 7 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD
K-6+820.15 GASODUCTO K-24+856.60 GRAN CANAL
CRUZAMIENTO PUENTE COLGANTE
SAN CRISTOBAL ECATEPEC, EDO. DE MEXICO
99

SONDEO	PROF.(m)	s _s	w _i %	e _i	G _s %
SM2	10.5	2.33	107	2.6	95

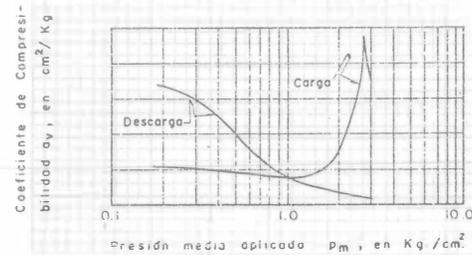
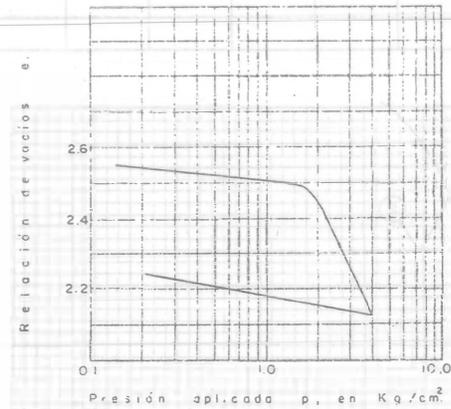


FIG. 8 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD
K-6+820.15 GASODUCTO K-24+856.60 GRAN CANAL
CRUZAMIENTO PUENTE COLGANTE
SAN CRISTOBAL ECATEPEC, EDO. DE MEXICO

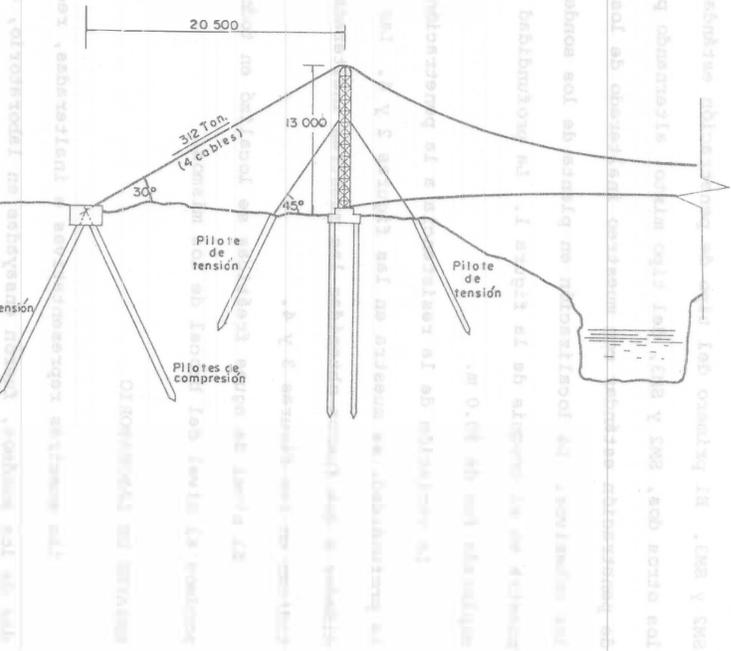
101

de un sistema de cables de tensión y de un sistema de cables de compresión.

El sistema de cables de tensión se compone de cuatro cables de 3/2 Ton. (4 cables) que se fijan a un punto de apoyo en la parte superior del puente y se extienden hacia abajo y hacia fuera, formando un ángulo de 30° con la horizontal.

El sistema de cables de compresión se compone de dos cables que se fijan a un punto de apoyo en la parte superior del puente y se extienden hacia abajo y hacia dentro, formando un ángulo de 45° con la horizontal.

Los cables de tensión y de compresión se unen en un punto central del puente, formando un ángulo de 130° entre ellos.



Esquema de la cimentación propuesta

FIG. 9

104

El sistema de cables de tensión se compone de cuatro cables de 3/2 Ton. (4 cables) que se fijan a un punto de apoyo en la parte superior del puente y se extienden hacia abajo y hacia fuera, formando un ángulo de 30° con la horizontal.

El sistema de cables de compresión se compone de dos cables que se fijan a un punto de apoyo en la parte superior del puente y se extienden hacia abajo y hacia dentro, formando un ángulo de 45° con la horizontal.

Los cables de tensión y de compresión se unen en un punto central del puente, formando un ángulo de 130° entre ellos.

El sistema de cables de tensión se compone de cuatro cables de 3/2 Ton. (4 cables) que se fijan a un punto de apoyo en la parte superior del puente y se extienden hacia abajo y hacia fuera, formando un ángulo de 30° con la horizontal.

El sistema de cables de compresión se compone de dos cables que se fijan a un punto de apoyo en la parte superior del puente y se extienden hacia abajo y hacia dentro, formando un ángulo de 45° con la horizontal.

Los cables de tensión y de compresión se unen en un punto central del puente, formando un ángulo de 130° entre ellos.

El sistema de cables de tensión se compone de cuatro cables de 3/2 Ton. (4 cables) que se fijan a un punto de apoyo en la parte superior del puente y se extienden hacia abajo y hacia fuera, formando un ángulo de 30° con la horizontal.

El sistema de cables de compresión se compone de dos cables que se fijan a un punto de apoyo en la parte superior del puente y se extienden hacia abajo y hacia dentro, formando un ángulo de 45° con la horizontal.

Los cables de tensión y de compresión se unen en un punto central del puente, formando un ángulo de 130° entre ellos.

DESCRIPCION DEL PROYECTO

El sistema de cables de tensión se compone de cuatro cables de 3/2 Ton. (4 cables) que se fijan a un punto de apoyo en la parte superior del puente y se extienden hacia abajo y hacia fuera, formando un ángulo de 30° con la horizontal.

El sistema de cables de compresión se compone de dos cables que se fijan a un punto de apoyo en la parte superior del puente y se extienden hacia abajo y hacia dentro, formando un ángulo de 45° con la horizontal.

Los cables de tensión y de compresión se unen en un punto central del puente, formando un ángulo de 130° entre ellos.

El sistema de cables de tensión se compone de cuatro cables de 3/2 Ton. (4 cables) que se fijan a un punto de apoyo en la parte superior del puente y se extienden hacia abajo y hacia fuera, formando un ángulo de 30° con la horizontal.

El sistema de cables de compresión se compone de dos cables que se fijan a un punto de apoyo en la parte superior del puente y se extienden hacia abajo y hacia dentro, formando un ángulo de 45° con la horizontal.

Los cables de tensión y de compresión se unen en un punto central del puente, formando un ángulo de 130° entre ellos.

El sistema de cables de tensión se compone de cuatro cables de 3/2 Ton. (4 cables) que se fijan a un punto de apoyo en la parte superior del puente y se extienden hacia abajo y hacia fuera, formando un ángulo de 30° con la horizontal.

El sistema de cables de compresión se compone de dos cables que se fijan a un punto de apoyo en la parte superior del puente y se extienden hacia abajo y hacia dentro, formando un ángulo de 45° con la horizontal.

Los cables de tensión y de compresión se unen en un punto central del puente, formando un ángulo de 130° entre ellos.

El sistema de cables de tensión se compone de cuatro cables de 3/2 Ton. (4 cables) que se fijan a un punto de apoyo en la parte superior del puente y se extienden hacia abajo y hacia fuera, formando un ángulo de 30° con la horizontal.

3.3

En el cruce del camino Cantabria-Tarejero, Km 13+156, con el Dren Zacapu, se construirá un puente cuya cimentación se proyectó originalmente con zapatas y así se inició su construcción. Al realizar las excavaciones se observó que el subsuelo era de muy baja resistencia al corte y de alta compresibilidad.

Se requiere revisar la cimentación original; si no es satisfactoria elegir la más apropiada, proporcionando las recomendaciones para su diseño y construcción, en base a los siguientes datos:

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

En el sitio en estudio existe actualmente un puente que resolvía el cruce con el Dren Zacapu; sin embargo, en virtud de que se decidió ampliar la sección del Dren, se optó por demolerlo substituyéndolo por otro de longitud adecuada. El puente antiguo estaba formado por dos estribos de mampostería y una losa, su longitud era de 13.25 m y ancho de 7.0 m. El nuevo puente estará constituido también por una losa apoyada en dos estribos de concreto reforzado cubriendo un solo claro de 16 m.

EXPLORACION DEL SUBSUELO

Para conocer la estratigrafía y las propiedades mecánicas del sitio, se realizaron tres sondeos denominados SP1, SM2 y SM3. El primero del tipo de penetración estándar y los otros dos, SM2 y SM3, del tipo mixto, alternando pruebas de penetración estándar con muestreo inalterado de los suelos cohesivos. La localización en planta de los sondeos se muestra en el croquis de la figura 1. La profundidad máxima explorada fue de 30.0 m.

La variación de la resistencia a la penetración, con la profundidad, se muestra en las figuras 2 y 4. Las profundidades a que fueron obtenidas las muestras inalteradas se indican en las figuras 3 y 4.

El nivel de aguas freáticas se localizó en todos los sondeos al nivel del brocal de los mismos.

ENSAYES DE LABORATORIO

Las muestras representativas e inalteradas, recuperadas de los sondeos, fueron ensayadas en laboratorio, a fin de determinarles las siguientes propiedades índice:

- a) Clasificación, de acuerdo con el SUCS
- b) Contenido natural de agua
- c) Límites de consistencia líquido y plástico
- d) Contenido de materia orgánica

De las muestras inalteradas se labraron probetas que fueron sometidas a ensayos de compresión no confinada y de consolidación unidimensional, con objeto de determinar sus características de resistencia al corte y compresibilidad, respectivamente. A las mismas probetas se les determinó su relación de vacíos, peso específico relativo (densidad de sólido), peso volumétrico y grado de saturación.

La descripción de los suelos se muestra en las figuras 2 a 4. Las figuras 5 y 6 son representativas de las pruebas realizadas de consolidación unidimensional.

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

Con base en los datos de campo y los resultados de los ensayos de laboratorio, se determinó la estratigrafía del subsuelo, mostrada para cada sondeo, en las figuras 2 a 4.

Las profundidades medias que se reportan de la estratigrafía y propiedades del subsuelo están referidas a la superficie del terreno natural.

De 0 a 9.0 m se encuentra una tuba, de color gris obscuro, de consistencia blanda a muy blanda, con contenido de agua medio de 240%, mayor que el límite líquido; su resistencia a la penetración estándar es muy baja, excepto en algunos lentes de arena intercalados con la turba. De una mues-

tra inalterada de este suelo, obtenida en el sondeo S2, se labraron dos probetas en las que se midió una resistencia al corte media de 3 ton/m², relación de vacíos de 3, peso volumétrico natural de 1.35 ton/m³. La compresibilidad de este suelo es de media a alta, según los resultados de la prueba de consolidación realizada (fig. 5). De lo anterior se concluye que es un suelo compresible y de baja resistencia al corte.

Bajo la formación anterior yace un estrato de arena fina, en estado suelto, de espesor variable entre 0.5 y 1.5-m, contenido de agua media de 40%. Este estrato yace sobre una capa delgada de turba, de consistencia muy blanda que contiene lentes de arena fina.

Subyaciendo a los suelos citados, a partir de 10.5 m y hasta 27 m de profundidad, el suelo está constituido por suelos arcillosos de origen orgánico con un contenido de microfósiles que aumenta con la profundidad de medio a alto. Las características de esta formación son:

Contenido de agua medio de 350%, del orden del límite líquido; relación de vacíos variable entre 3 y 8.5; densidad de sólidos comprendida entre 1.89 y 2.45 y peso volumétrico natural entre 1.1 y 1.3 ton/m³. La resistencia al corte, en pruebas de compresión no confinada varía de 3 a 4 ton/m², excepto un valor singular de .53 ton/m². Las pruebas de conso-

lidación unidimensional (figs. 5 y 6) clasifican a estos suelos como mediana a altamente compresibles. La resistencia a la penetración estándar es muy baja, excepto en un estrato de arena, de poco espesor, localizado entre los 12 y 13 m de profundidad; este estrato arenoso es de capacidad media.

De los 27 a los 31.3 m se define un depósito de suelos limosos, de consistencia media, con algunos lentes de arena fina. Su contenido de agua medio es de 140% y su plasticidad es alta.

Finalmente, bajo los 31.3 m y hasta los 36 m explorados en el sondeo SM3 se encontró una formación de la misma naturaleza a la localizada entre los 10.5 y 27.0 m. Su contenido de agua medio es de 200% y su resistencia a la penetración varía de baja a media.

La socavación probable es de 0.5 m, calculada conforme a las características del subsuelo y con base a los datos proporcionados por la Dirección General de Distrito de Riego de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Solución

1. CIMENTACION

Debido a que hasta los 36.0 m de profundidad el subsuelo está constituido por materiales muy compresibles y de baja resistencia al corte, se analizan las siguientes alter-

nativas de cimentación:

A. Cimentación superficial con el uso de zapatas corridas, según proyecto original

1.1 Capacidad de carga admisible

De acuerdo con el criterio de A. W. Skempton (ref. 3), aplicable en este caso, la capacidad de carga admisible es:

$$q_a = \frac{1}{F.S.} (c N_c) + \gamma' D_f$$

en que:

q_a = capacidad de carga admisible, en ton/m²

c = resistencia al corte, en ton/m²

N_c = coeficiente de capacidad de carga, función de $\frac{D_f}{B}$,

en que D_f es la profundidad de desplante en me-

tros, y B es el ancho del cimiento, también en me-

metros

F.S. = factor de seguridad

γ' = peso volumétrico del suelo, en ton/m³

Para este caso, los valores correspondientes son:

$c = 3 \text{ ton/m}^2$

$D_f = 2.20 \text{ m}$

$B = 4.0 \text{ m}$

$N_c = 7.1$ (véase gráf. A-3)

F.S. = 3

$\gamma' = \text{peso volumétrico sumergido} = 0.3 \text{ ton/m}^3$

Substituyendo los valores en la expresión de Skempton se tiene:

$$q_a = \frac{3 \times 7.1}{3} + 0.3 \times 2.20 = 7.7 \text{ ton/m}^2$$

1.1.1. Asentamiento

Para calcular el hundimiento probable se utilizará la teoría de consolidación de Terzaghi, aplicando la siguiente expresión:

$$\Delta H = \sum \Delta H_i$$

en que:

$$\Delta H_i = m_{v_i} \Delta P_i H_i$$

ΔH = hundimiento total, en m

ΔH_i = hundimiento de cada estrato compresible, en m

m_{v_i} = módulo de compresibilidad volumétrica, en m^2/ton

ΔP_i = incremento de presión efectiva a la profundidad media del estrato i, en ton/m^2

H_i = espesor del estrato compresible, en m

Para una zapata de 4.0 m de ancho por 12.0 m de longitud, se obtiene un asentamiento al centro de la misma de 1.50 m, valor que se considera muy alto.

B. Cimentación profunda con el uso de pilotes trabajando por fricción

Esta alternativa de cimentación consiste en transmitir las cargas a lo largo de los estratos compresibles que

constituyen el subsuelo utilizando pilotes trabajando por fricción, con el fin de reducir a un mínimo los hundimientos diferenciales.

1.2 Capacidad de carga admisible

Para el cálculo de la capacidad de carga admisible de los pilotes empleamos la siguiente expresión (ref. 3):

$$Q_a = \frac{A_s f_s}{F.S}$$

en donde:

Q_a = capacidad de carga admisible, en ton

$A_s = P L$ = área lateral del pilote, en m^2

f_s = adherencia entre el fuste del pilote y el suelo, igual a 3 ton/m^2 en los primeros 10.0 m y 4 ton/m^2 en los 15.0 m restantes, contados a partir del brocal de los sondeos realizados

P = perímetro del pilote, en m

L = longitud del pilote, en m

$F.S$ = factor de seguridad = 3

La capacidad de carga admisible para pilotes de sección cuadrada de 0.30 m y 0.40 m de lado y de longitud variable, se muestra en la gráfica de la figura 7.

Para garantizar la capacidad de carga admisible de los pilotes, se requiere que la separación mínima centro a centro entre pilotes sea de tres veces su lado.

2. CONCLUSIONES

En base al estudio que se realiza, se concluye lo siguiente:

a) El subsuelo está constituido por materiales de baja resistencia al corte y altamente compresibles.

b) La alternativa de cimentación inicialmente propuesta, consistente en zapatas corridas diseñadas para una presión de contacto de 7.7 ton/m^2 , resulta inadecuada debido a los fuertes asentamientos, del orden de 1.5 m , que sufrirá la estructura.

c) La alternativa de cimentación analizada en el inciso b) resulta adecuada, como solución al problema.

3. RECOMENDACIONES

3.1 Recomendaciones para el diseño de la cimentación

a) La capacidad de carga admisible de los pilotes debe elegirse de la gráfica de la figura 7.

b) La longitud mínima recomendada de los pilotes es de 20 m .

c) La separación mínima entre centros de pilotes será de tres veces el lado del pilote.

3.2 Recomendaciones generales para la construcción

Las recomendaciones desde este punto de vista son:

a) El caudal del dren deberá desviarse durante la construcción.

b) No deberán hacerse excavaciones a cielo abierto a más de 6 m de profundidad. Las excavaciones, siempre que no permanezcan largo tiempo abiertas, podrán realizarse con taludes $1:1$.

ΔH = 3.4 m

ΔH_1 = incremento de presión efectiva a la profundidad

media del estrato L en ton/m^2

H_1 = espesor del estrato compresible, en m

Para una zapa de 4.0 m de ancho por 11.0 m de largo

tal, se obtiene un asentamiento al centro de la zapa de ---

1.50 m , valor que se considera muy alto.

3. Cimentación profunda con el uso de pilotes trabajando

por fricción

Esta alternativa de cimentación consiste en transferir

las cargas a lo largo de los estratos compresibles que

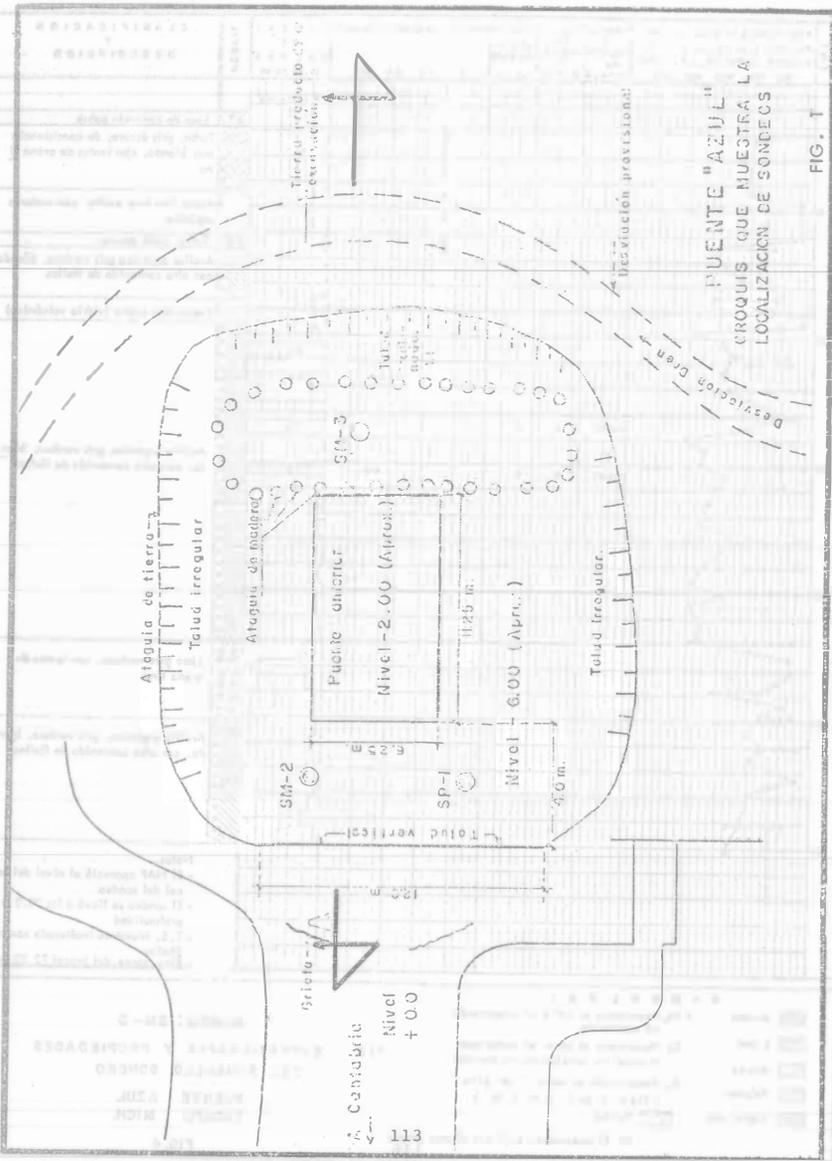
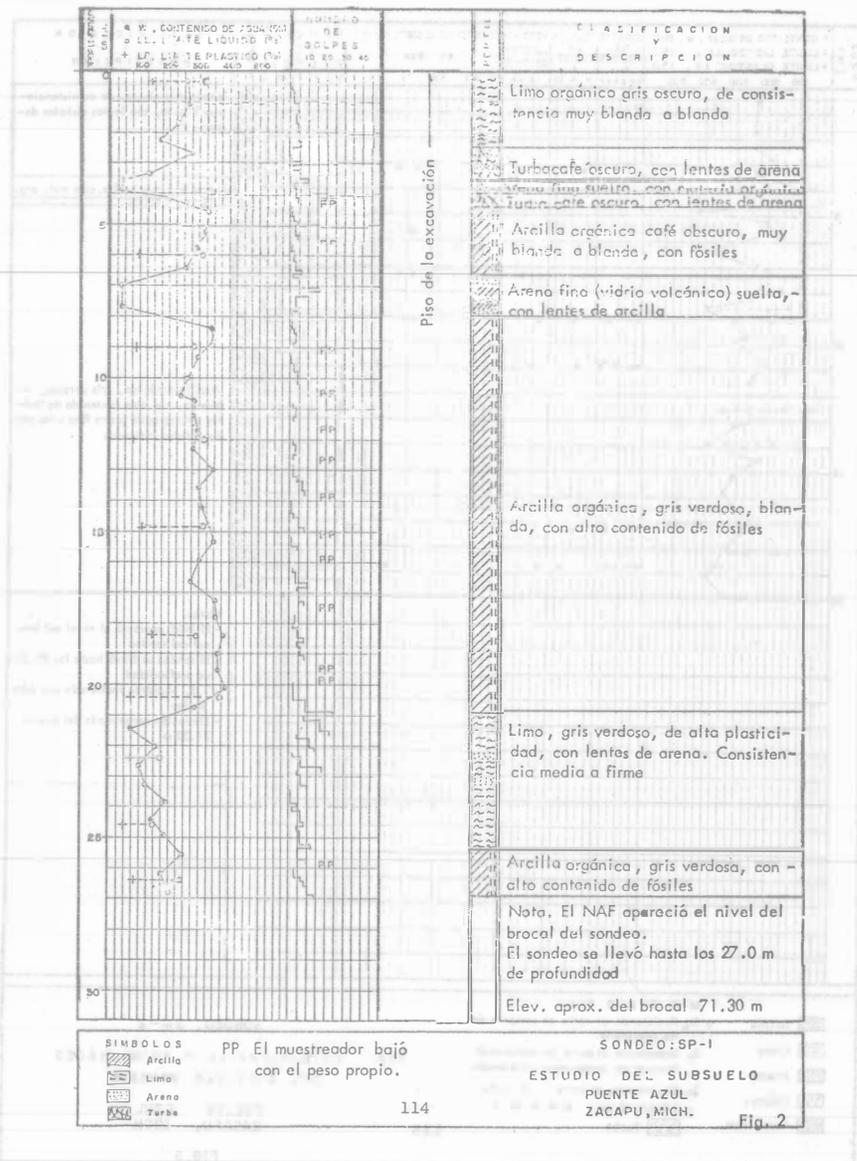
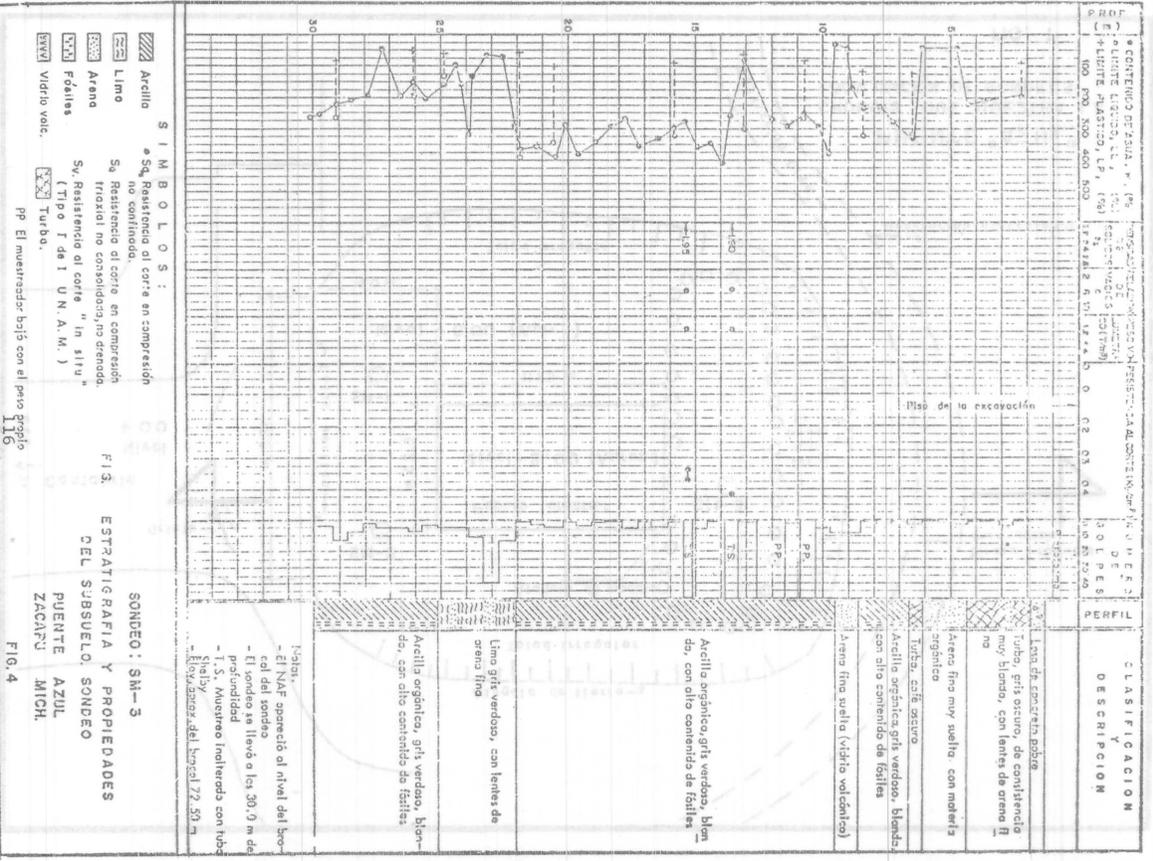
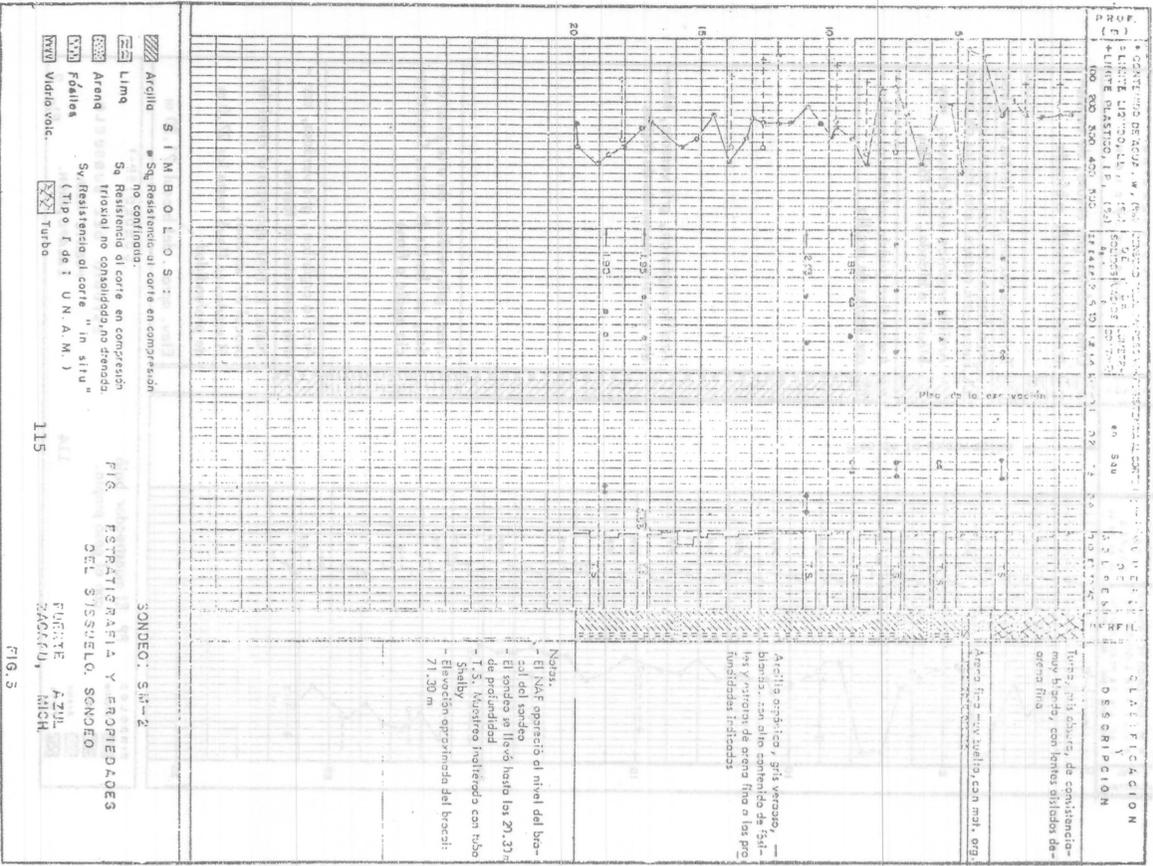


FIG. 1





SONDEO	PROF.(m)	S_g	e_c	e_1	G_1 %
SM2	3.30	2.02	316	6.50	98

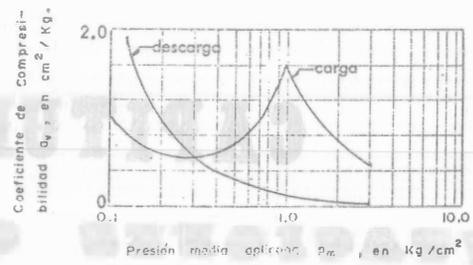
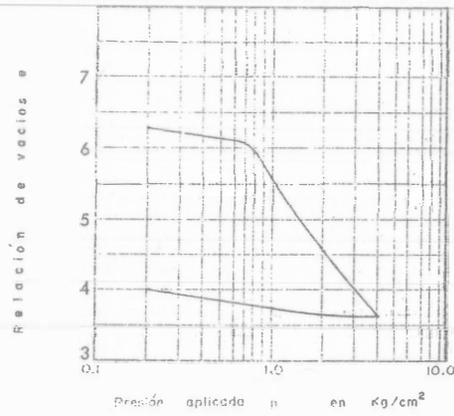


FIG. 5 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD
PUENTE AZUL
ZACAPU, MICH.
117

SONDEO	PROF.(m)	S_g	w_1 %	e_c	G_1 %
SM2	5.95	2.02	335	6.88	98

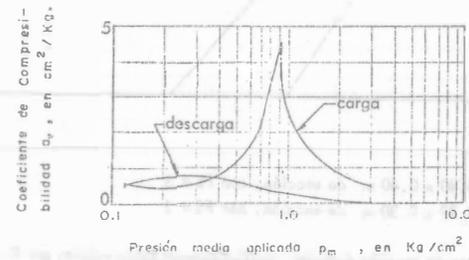
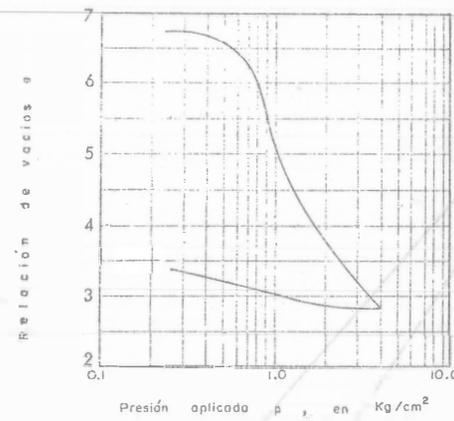


FIG. 6 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD
PUENTE AZUL
ZACAPU, MICH.
118

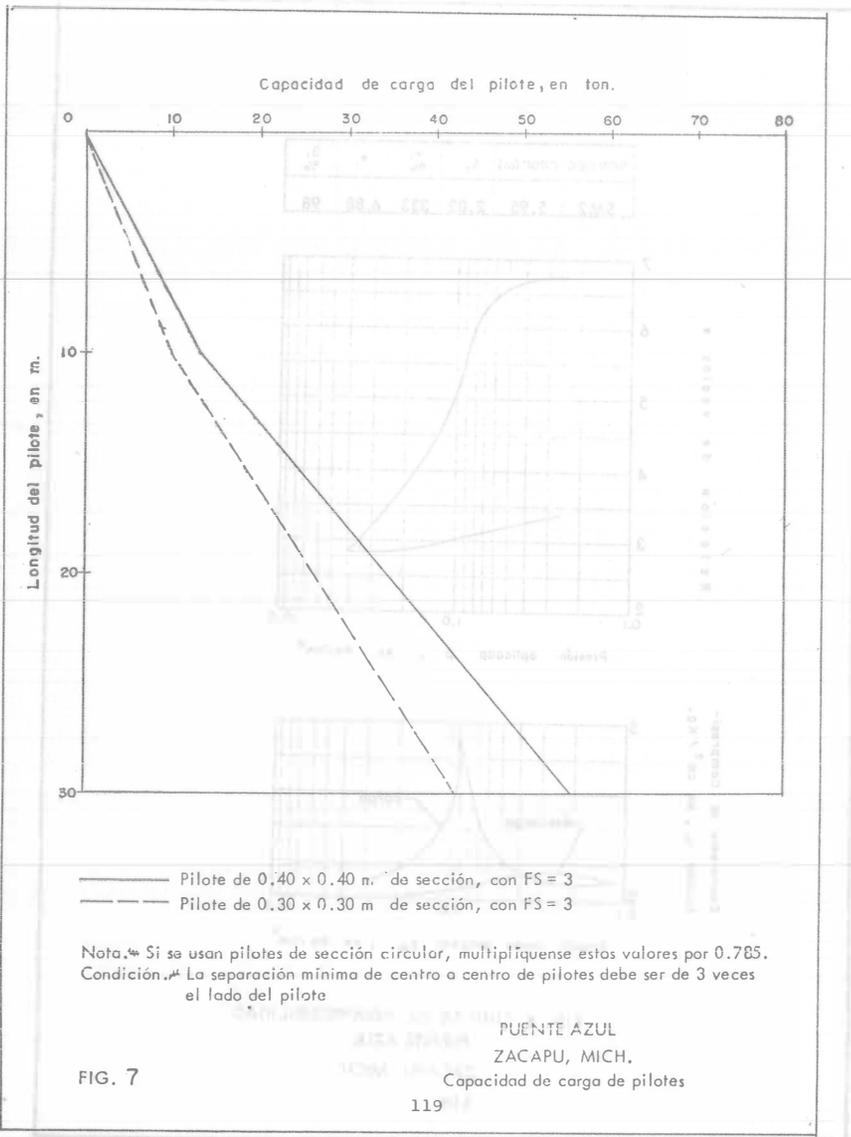


FIG. 7

CAPITULO 4

CIMENTACIONES COM- PENSADAS Y CON PILOTES

3.4

En la ciudad de Puebla, Puebla, el Instituto Mexicano del Seguro Social proyecta construir una clínica, en el predio ubicado en Boulevard Héroes del 5 de Mayo y Avenida 9 -- Oriente.

Analice y recomiende el tipo de cimentación apropiado, dé las recomendaciones adecuadas para el diseño y construcción, con los datos que a continuación se detallan:

PROYECTO

La clínica estará constituida por dos cuerpos principales de uno y dos pisos, según se muestra en la planta general de la figura 1.

En ambos cuerpos la separación entre columnas es de -- 7.2 y 14.4 m en las dos direcciones ortogonales (véanse figs. 2 y 3). Las estructuras serán de concreto reforzado, incluyendo las columnas, los pisos estarán formados por una losa y trabes.

En la figura 2 se anota la magnitud de las descargas al subsuelo que transmitirán las columnas. No obstante que la estructura es de un piso, las descargas son altas, debido a la gran dimensión de los claros.

En el caso del cuerpo de dos pisos, se desconocen las-

descargas al subsuelo, pero se considera en este estudio que serán del orden del doble de las del cuerpo de un piso.

DESCRIPCION DEL LUGAR

El predio está localizado en un sitio que fue zona de inundaciones del río San Francisco; según informes, a principios de este siglo se colocaron rellenos para elevar la superficie del terreno natural.

En el croquis de la figura 4 se indican en forma aproximada las superficies cubiertas por los rellenos antiguos y los recientes.

Las construcciones actuales localizadas sobre los rellenos antiguos, consisten en muros de gran espesor (del orden de un metro) y de gran altura, en los cuales no se observan grietas por hundimientos diferenciales, posiblemente debido a la rigidez de estos muros. Se desconoce su profundidad de desplante y si han sufrido asentamientos totales durante los decenios que tienen de construidos.

En 1965, el río fue entubado y se colocaron rellenos para proporcionar la rasante de la calle.

La superficie del relleno es sensiblemente plana. La diferencia de elevaciones máxima es de 36 cm, según nivelaciones hechas en los sitios de los sondeos y pozos a cielo abierto. El tramo de la banqueta de la Avenida 7 Oriente co

lindante con el predio, tiene un desnivel de aproximadamente 80 cm. La elevación de la banqueta aumenta hacia el noroeste; los puntos 1, 2 y 8 de la banqueta, marcados en la figura 1, tienen elevaciones de 8.68, 8.91 y 9.31 m, respectivamente, referidos a un nivel arbitrario de elevación de ----- 10.000 m.

EXPLORACION DEL SUBSUELO

La exploración del subsuelo consistió de cuatro sondeos mixtos de penetración estándar y rotación, y en cuatro pozos a cielo abierto. Su localización se muestra en la figura 1. Esta se hizo con tránsito y la determinación de las elevaciones con nivel fijo, por lo que pueden considerarse de buena precisión.

Las profundidades alcanzadas por los sondeos fueron de:

Sondeo S1, 8.83; S2, 8.81; S3, 8.91; S4, 9.02; PCA1, - 8.94; PCA2, 9.17; PCA3, 9.17; PCA4, 9.08 metros.

La elevación está referida a un banco de nivel (BN) de elevación arbitraria igual a 10.000 m, localizado en el camellón del Boulevard Héros del 5 de Mayo (véase fig. 1).

Los resultados de las pruebas de penetración y los trabajos en que se utilizó rotación se indican en las figuras 5 a 8.

Los pozos a cielo abierto se llevaron a profundidades-

comprendidas entre 1.75 y 3.08 m, dentro de los rellenos artificiales. La profundidad quedó limitada por el nivel freático.

ENSAYES DE LABORATORIO

Las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras representativas fueron las siguientes:

- a) Contenido de agua.
- b) Límites de consistencia en los suelos finos.
- c) Por ciento de finos que pasan la malla No. 200.

En las figuras 5 a 8 se reporta la variación del contenido de agua con la profundidad y los valores de los límites líquido y plástico. Los valores del por ciento de finos determinados a las diferentes muestras ensayadas son los siguientes:

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	% DE FINOS
S1	6.3	21
	8.10	6
	11.70	35
S2	5.70	36
	9.90	9
	13.00	29
	18.42	46
S3	7.50	33
	10.40	78
S4	5.70	53
	6.90	68
	9.30	52
	124	

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

Los resultados de la exploración del subsuelo indican alta irregularidad de éste, debido a la presencia de rellenos artificiales heterogéneos y variación de las propiedades y naturaleza de los depósitos naturales.

Los rellenos artificiales, generalmente granulares, están formados por mezclas de materiales diversos de construcción, arena y grava, con pocos finos, en proporciones muy variables. Sólo en la parte inferior de los mismos el contenido de suelos finos es mayor. La compacidad de los rellenos es baja, predominando el estado suelto. El espesor medio de los rellenos varía de 2.4 y 4.8 m y es probable que el rango de variación dentro del área de construcción sea aún mayor.

Continúan capas y lentes formados por mezclas de suelos arenosos, limosos y arcillosos con secuencia estratigráfica irregular y profundidades y espesores variables de un sondeo a otro.

Los suelos arenosos y areno-limosos son erráticos en su compacidad, de muy suelta a muy compacta, como se deduce de la resistencia de la penetración (figs. 5 a 8).

Los lentes de arcilla detectados en los sondeos S2, S3 y S4 son de consistencia muy blanda; en algunas elevaciones el muestreador penetró por peso propio. El contenido de agua es substancialmente mayor que en otras capas y su valor

varía entre 50 y 100%. El límite líquido varía entre 50 y 80%, siendo generalmente menor que el contenido de agua natural. La capa arcillosa del sondeo S4, situada entre 7.2 y 9.0 m es de color negro debido al contenido de materia orgánica.

Bajo las capas anteriores, a profundidad del orden de 10 m en el sondeo S4 y 15.2 m en el sondeo S2, existe el horizonte superior de una capa de suelos limo-arenosos y arenos limosos litificados. La litificación está dada por carbonato de calcio, cuyo contenido, aunque es variable e irregular, es causa de su alta resistencia, semejante a la de una roca suave. El espesor mínimo en el sondeo S2, fue de 1.5 m, incluyendo la parte compacta del estrato arenoso cementado localizado sobre la capa; en los otros sondeos es mayor, siendo el máximo explorado de 2.8 m en el sondeo S1 sin alcanzarla. Dada la naturaleza y características observadas, tanto la profundidad como el espesor pueden variar en márgenes más amplios en otros puntos localizados dentro del área cuando este valor del coeficiente de resistencia se considere en los sondeos realizados.

En el sondeo S2 existe bajo la capa litificada un estrato de suelo arcilloso muy blando; el contenido de agua máxima es de 150%. Bajo él yacen depósitos arenosos en estado muy compacto. En los otros sondeos se desconoce la existencia de estos suelos, ya que no pasaron la capa dura.

Solución

1. CIMENTACION

Considerando las características del subsuelo, y tomando en cuenta la magnitud de las cargas que transmitirá la estructura, se analizan las siguientes alternativas de cimentación:

A. Cimentación superficial

Como se trata de estructuras de uno y dos pisos, se analiza como primera alternativa de cimentación una constituida por zapatas.

Tomando en cuenta la condición más desfavorable de los rellenos y terreno natural, o sea el estado más suelto observado en los sondeos, y aplicando el criterio de Terzaghi y Peck, se estima que la presión de contacto admisible por limitación de asentamientos es baja, y no debe exceder de 5 ton/m².

Usando este valor, el ancho de una zapata cuadrada bajo

la columna más solicitada g10, del cuerpo de un piso (fig. 2) sería de 4.6 m, y si fuera corrida según los ejes longitudinales, sería de 3 m. En el cuerpo de dos pisos las dimensiones de estas zapatas serían del orden del doble.

En conclusión, se puede decir lo siguiente:

Debido a la baja capacidad de carga del terreno, el va-

lor elevado de las descargas de la estructura y a las grandes dimensiones de los claros entre columnas se requieren dimensiones grandes de los cimientos, los cuales además de ser costosos, no aseguran un buen comportamiento de las estructuras debido a la irregularidad del subsuelo, y al dudoso comportamiento que podrían experimentar por fluctuaciones del nivel freático, o bajo la acción de cargas accidentales inducidas por sismo.

La utilización de cualquier otro tipo de cimentación superficial como losas, no es recomendable dado su elevado costo y baja contribución al mejoramiento de la cimentación.

B. Cimientos profundos

La utilización de cimientos profundos presenta dos alternativas:

a) Pilas coladas in situ.

b) Pilotes precolados hincados.

La primera presenta dificultades de construcción por la existencia de arenas sumergidas que implican el empleo de lodos que no garantizan un colado continuo, tampoco una capacidad de carga confiable, a menos que se verificaran las condiciones del terreno de apoyo bajo cada elemento.

En base a lo discutido anteriormente, se concluye que la alternativa de cimentación más adecuada es a base de pilotes precolados hincados, apoyados en el horizonte superior -

de la capa de suelos litificados.

1.1 Capacidad de carga

Para calcular la capacidad de carga se aplica el criterio de Meyerhof (ref. 5), que se basa en la resistencia de la penetración:

$$q_d = 4N, \text{ en Kg/cm}^2$$

en donde:

q_d = resistencia del cono estático por punta

n = número de golpes bajo la punta del pilote, siendo

45 en este caso

La capacidad de carga admisible de pilotes hincados, apoyados en el horizonte superior de la capa de suelos litificados, se calcula considerando un factor de seguridad ----

igual a 3 en este caso.

$$q_a = \frac{q_d}{F.S} = \frac{4 \times 45}{3} \frac{180}{3} = 60 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (600 ton/m}^2\text{)}$$

Se supone que el suelo es granular por variar el grado de cementación despreciando la cohesión al aplicar este criterio empírico. La capacidad de carga para diferentes diámetros de pilotes es la siguiente:

D (m)	A= $\pi D^2/4$ (m ²)	q _a (t/m ²)	Q _a =q _a A (ton)
0.30	0.070	600	42
0.35	0.096	600	58
0.40	0.125	600	75

2. CONCLUSIONES

a) El subsuelo es muy irregular debido a la existencia de rellenos artificiales y a la heterogeneidad de la estratigrafía y propiedades del terreno natural, siendo en general de baja resistencia al corte y alta compresibilidad.

b) En virtud del punto anterior y de la alta magnitud de las descargas al subsuelo, dada por la separación grande entre columnas, los cimientos superficiales son costosos y ofrecen poca seguridad de un buen comportamiento futuro. Por lo tanto, se considera como más apropiado el empleo de cimientos profundos del tipo de pilotes hincados dinámicamente.

c) La variación de la profundidad y espesor de la capa de apoyo, constituida por suelos litificados, implica longitudes variables de los pilotes.

3. RECOMENDACIONES

3.1 Recomendaciones para el diseño

a) La cimentación estará constituida por pilotes precortados, de sección circular, hincados dinámicamente. El trabajo principal será por punta. El diámetro y la capacidad de carga admisible se elegirá de acuerdo a la tabla incluida en el subinciso 1.1.

b) Bajo la acción combinada de cargas estáticas y acci

dentales, la capacidad de carga podrá incrementarse en 50% de los valores recomendados en (a) para cargas estáticas.

c) La longitud de los pilotes es variable. El rango de variación con base en los cuatro sondeos será de 10 a 14.5 m. Sin embargo, en vista de la irregularidad del subsuelo dicho rango puede ser mayor, por lo que las longitudes tipo que se elijan deberán ajustarse a los resultados de exploraciones adicionales. Tentativamente, sin que sea un dato definitivo, puede considerarse que los pilotes localizados en el cuerpo de dos pisos se desplantarán a profundidades comprendidas entre 12.5 y 14.5 m (según los sondeos S1 y S2), y para el cuerpo de un piso, a una profundidad de 10.4 m (según los sondeos S3 y S4).

d) Con objeto de reducir el costo de la cimentación, el número de pilotes será el mínimo posible; de preferencia uno en las columnas sujetas a descargas bajas como las perimetrales y dos (o excepcionalmente más) en las más solicitadas como las centrales. Para esta condición, los pilotes deberán diseñarse para soportar las excentricidades o momentos a que estarán sujetos, considerando que el empotramiento con el terreno estará a 3 m bajo la superficie, siempre que los pilotes queden bien confinados en toda su longitud. Deberá agregarse además, una excentricidad igual a la distancia entre la posición teórica del pilote y la real después de hin-

cados, la cual deberá exigirse por especificación de construcción que no exceda de 5 cm.

e) La separación mínima entre centro de pilotes será de tres veces el diámetro de los mismos.

f) Los pilotes estarán dotados de un tubo central que permita inyectar agua a presión en la punta para facilitar el hincado a través de las capas o lentes compactos de arena localizados entre la superficie y la capa de apoyo.

3.2 Recomendaciones de construcción

a) Los pilotes se hincarán dinámicamente con martinete tipo Delmag 12 o de energía equivalente. Si el diámetro de los pilotes es grande deberá emplearse uno tipo Delmag 22 de energía equivalente.

b) Para facilitar el hincado se harán perforaciones previas de diámetro real igual al de los pilotes. Estas se llevarán hasta el horizonte superior de la capa de apoyo sin penetrar en ella. A juicio del ingeniero residente, podrá suspenderse la perforación, tomando como base los resultados observados en los primeros pilotes.

c) El chifión de agua a presión se empleará hasta el momento de alcanzar el horizonte superior de la capa, suprimiéndola al hacer el hincado final de los pilotes.

d) Se llevará un control cuidadoso del hincado de cada

pilote, registrando el número de golpes aplicados con el martinete por unidad longitud. La penetración del pilote en -- los últimos golpes se determinará mediante una fórmula dinámica apropiada que tome en cuenta las características del pilote y del equipo de hincado.

e) Se permitirá un desplazamiento máximo del pilote entre la posición de proyecto y la final de 5 cm.

4. PRUEBAS DE CARGA

La capacidad de carga propuesta para los pilotes es estimativa y para fines de diseño. Por este motivo y por la irregularidad del subsuelo, se recomienda efectuar pruebas de carga para conocer el comportamiento de los pilotes sujetos a cargas en la punta de vez y media el valor del diseño, agregando la estimada por fricción lateral.

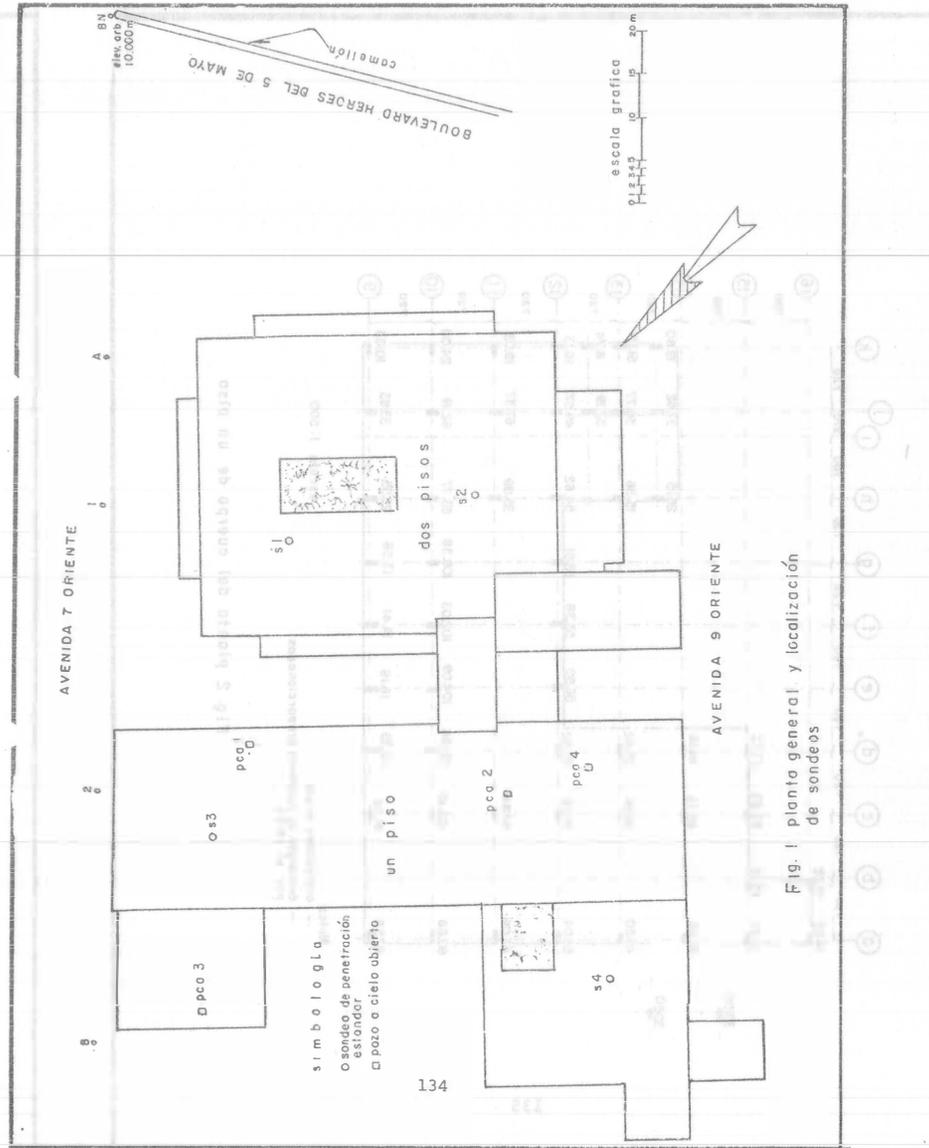
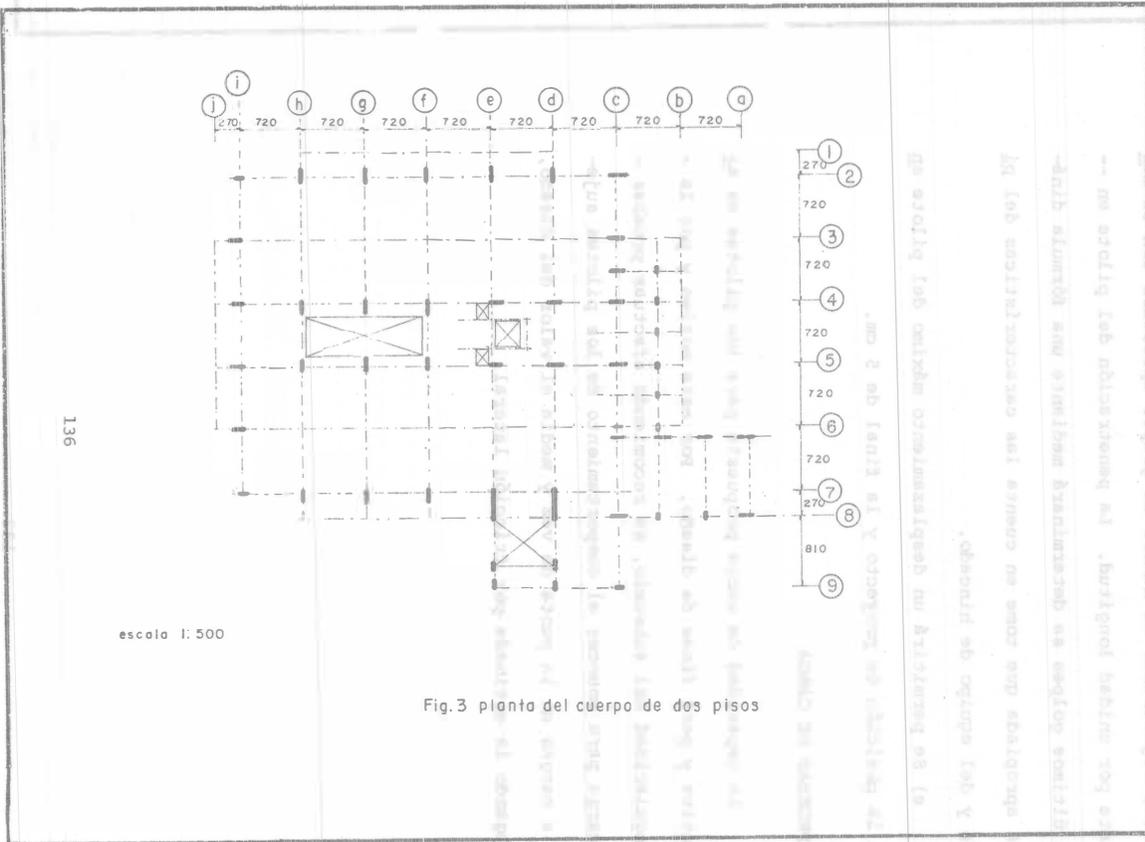
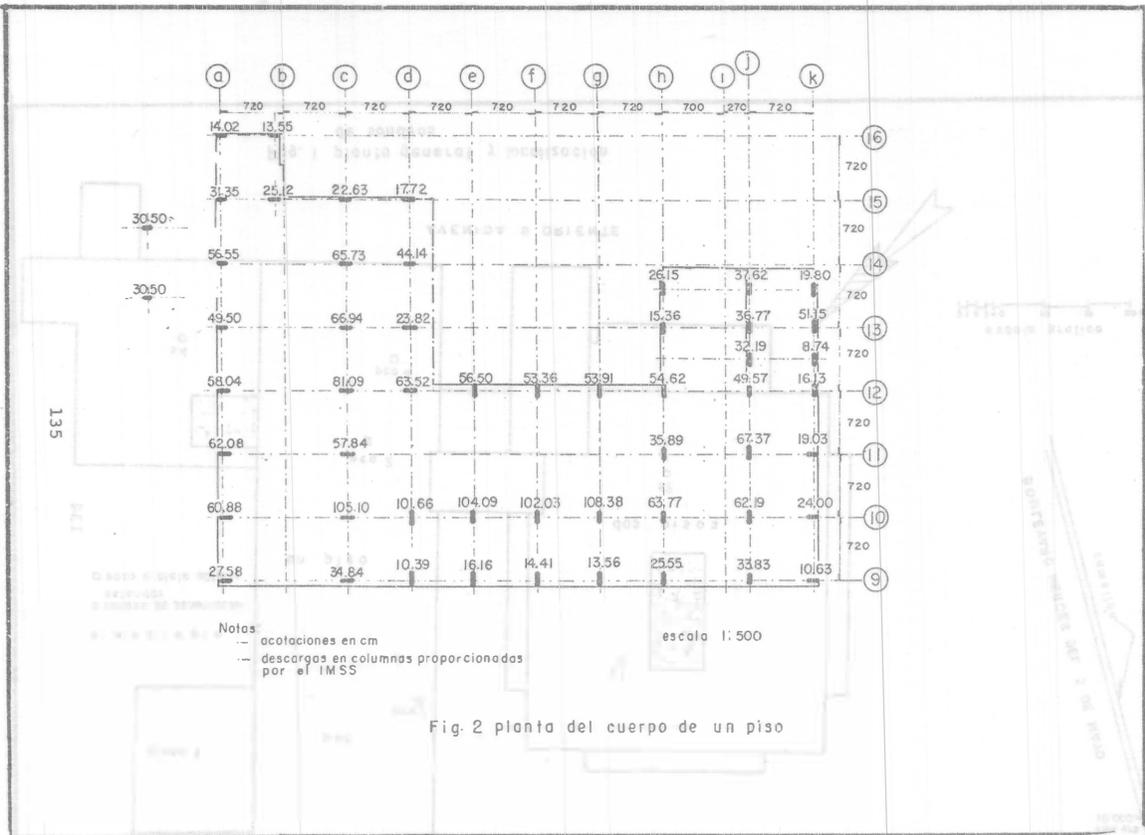
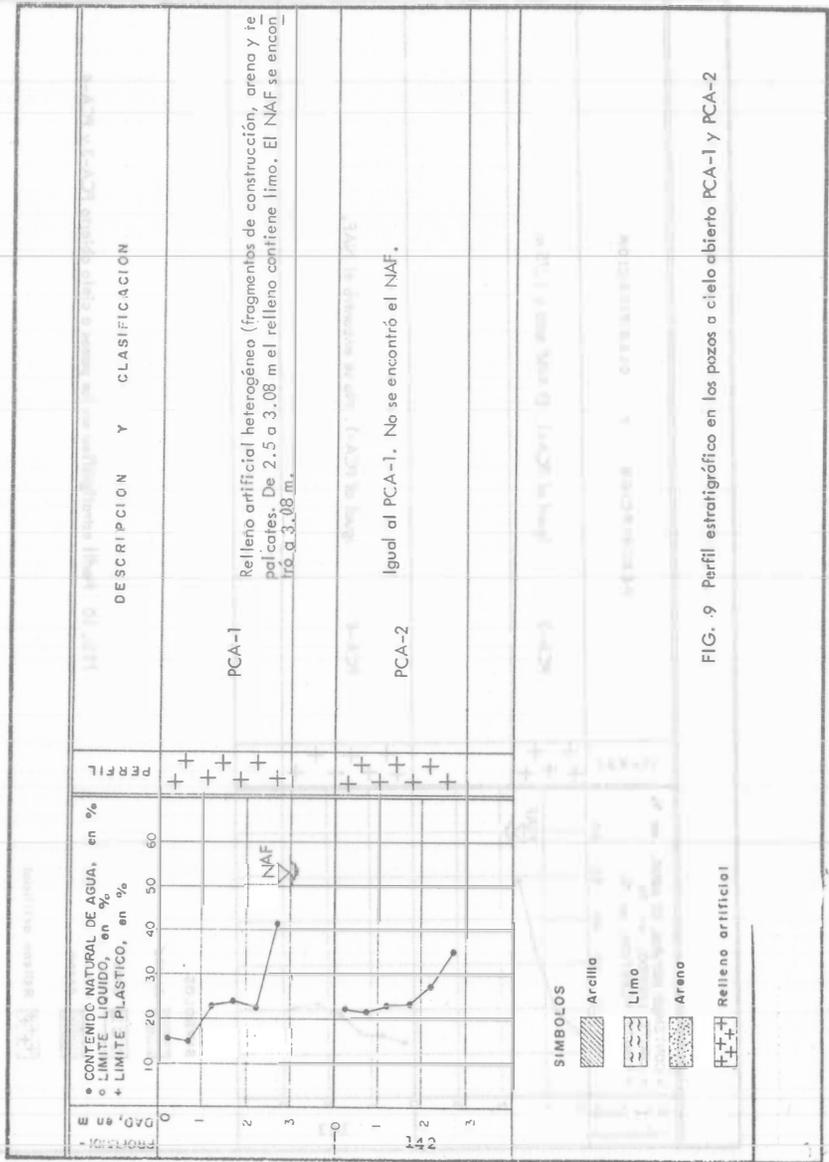
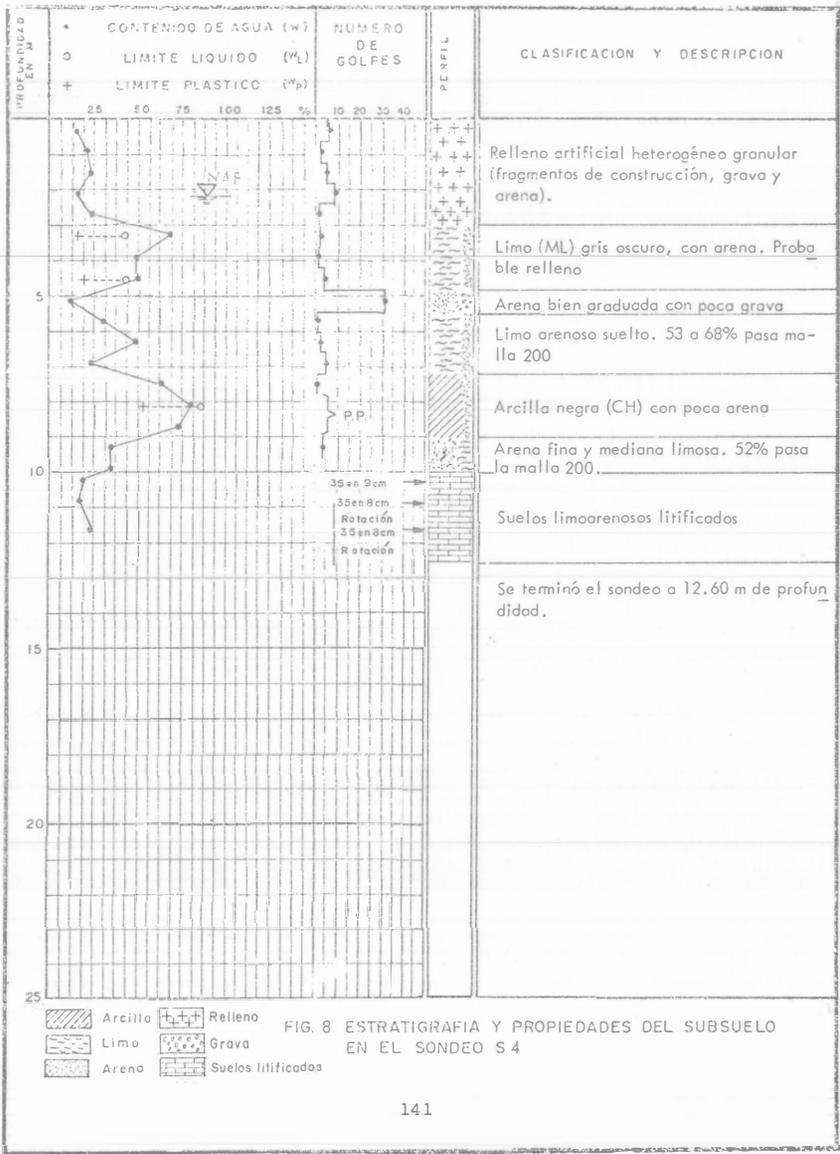


Fig. 1 planta general y localización de sondeos





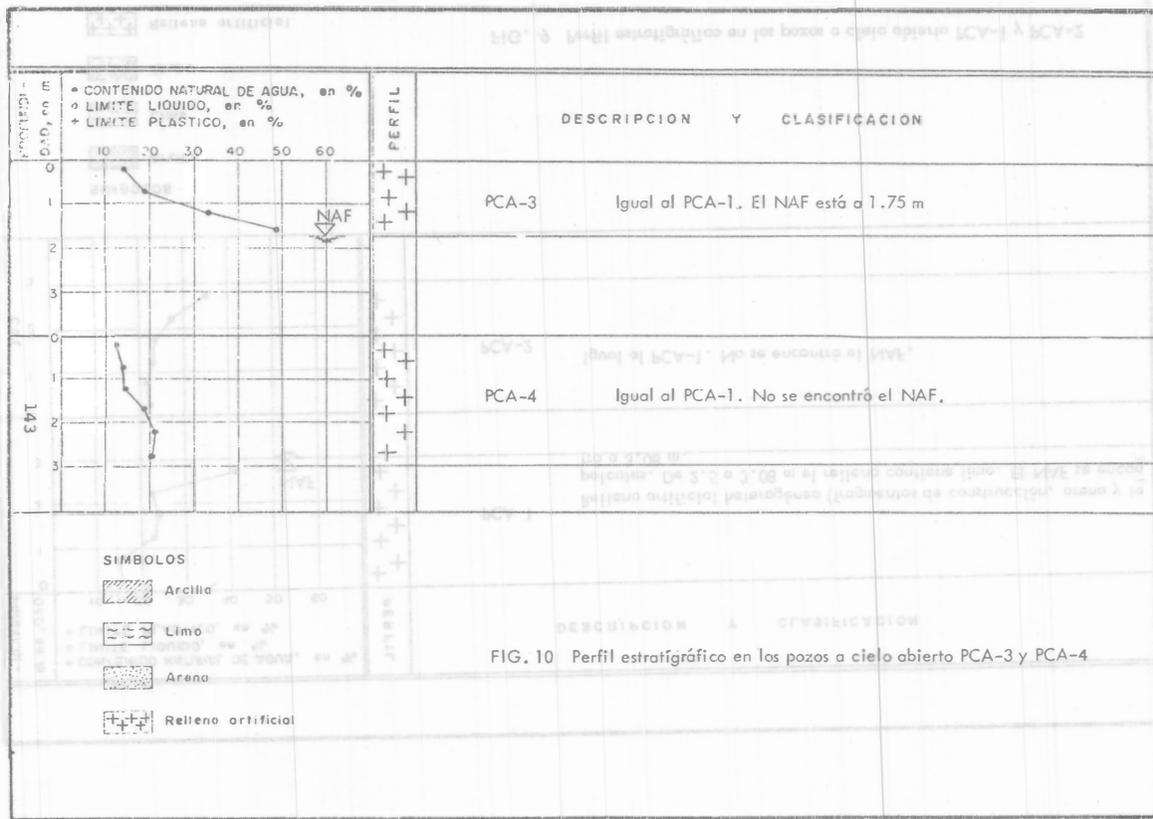
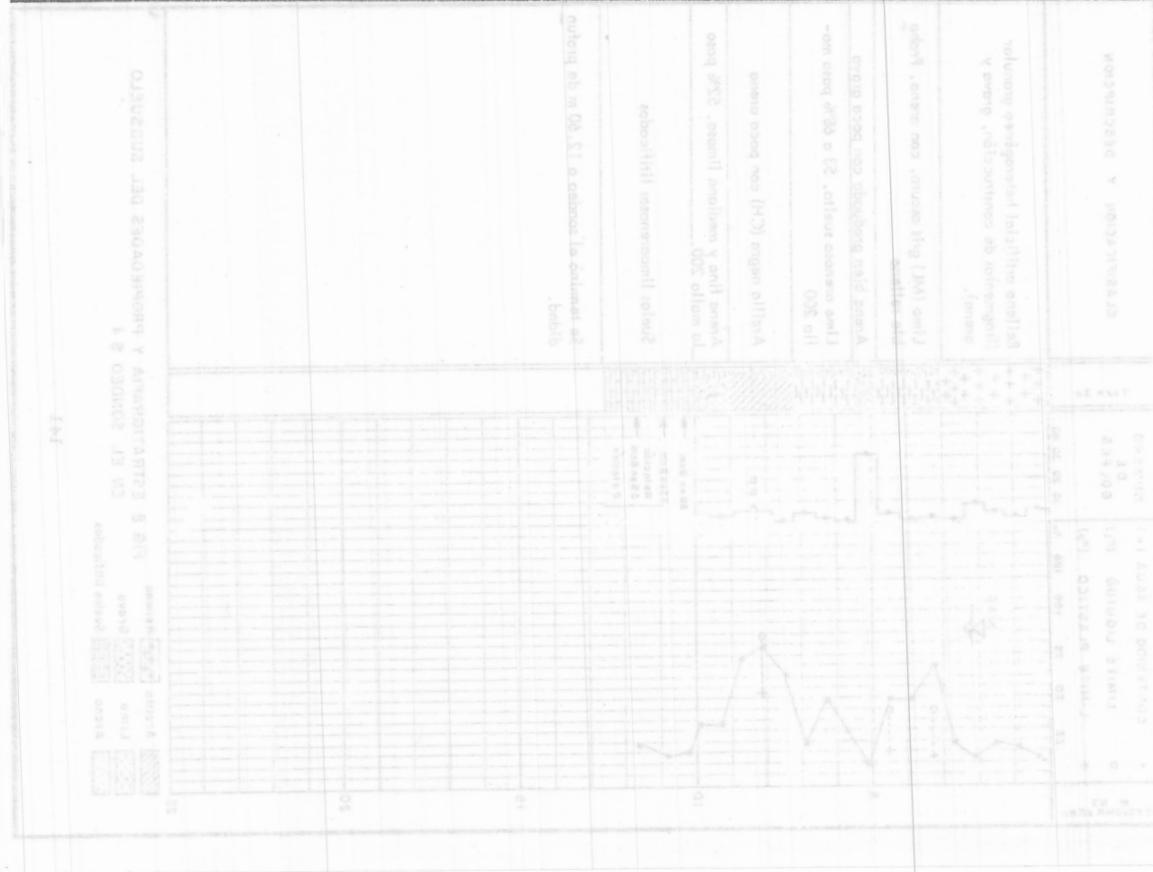


FIG. 10 Perfil estratigráfico en los pozos a cielo abierto PCA-3 y PCA-4



4.1

En la ciudad de México se proyecta construir un edificio de oficinas, localizado en la "zona del Lago", en la calle de Londres No. 4.

Analice las alternativas posibles de cimentación, elija la más apropiada y sus características detalladas para su diseño y construcción.

DESCRIPCION DEL PROYECTO:

El edificio tendrá estructura de concreto reforzado, formada por losa plana y columnas, con claros comprendidos entre 6.10 y 12.00 m, las cargas que transmitirán las columnas a nivel del sótano, estarán comprendidas entre 717 ton la máxima y 213 ton la mínima, producirán sobre el suelo de apoyo una presión uniforme de 10.73 ton/m^2 , sin incluir el peso de la cimentación. La estructura que formará el estacionamiento localizado al fondo del predio transmitirá una presión uniforme de 1.55 ton/m^2 , sin considerar el peso de la cimentación. Esta última estructura estará separada del edificio por una junta constructiva.

El área donde se construirá el edificio y estacionamiento es de 950 m^2 , aproximadamente.

Se efectuó un sondeo mixto hasta 41.85 m de profundidad y dos pozos a cielo abierto a 4 y 3.25 m de profundidad.

Los sondeos a "cielo abierto" se excavaron con pico y pala, obteniéndose muestras cúbicas inalteradas donde se observaron cambios estratigráficos.

Las muestras fueron debidamente identificadas conforme se extrajeron de los sondeos y protegidas para evitar su alteración.

PRUEBAS DE LABORATORIO

Todas las muestras fueron enviadas al laboratorio donde se sometieron a las siguientes pruebas índices:

- Clasificación visual y al tacto, en húmedo y en seco, siguiendo las normas del SUCS que en materiales finos atiende a su característica de plasticidad y en suelos gruesos al tamaño de sus granos.
- Contenido natural de agua, mediante secado en horno de temperatura constante $105 \pm 5^\circ\text{C}$, durante un tiempo mínimo de 12 horas.
- Límites de plasticidad en los suelos finos con el fin de definir su clasificación y sus características de plasticidad, así como para tener una idea del estado de esfuerzos a que han estado sometidos.

Con objeto de conocer directamente las propiedades mecánicas de los suelos a las muestras inalteradas, se les sometió a los siguientes ensayos:

d) Pruebas de consolidación unidimensional, en muestras representativas de los diferentes estratos, las cuales permiten valorar las deformaciones que se presentarán al actuar sobre el suelo las cargas de la estructura.

e) Pruebas de expansividad, en muestras representativas de los diferentes estratos, los cuales permiten valorar las expansiones que se presentaron al hacer la excavación.

f) Pruebas de resistencia al esfuerzo cortante mediante torcómetro (veleta de laboratorio) y ensayos de compresión simple para evaluar los parámetros de resistencia al corte.

g) Determinaciones del peso volumétrico natural del suelo, mediante el cual se conocerá la magnitud de las descargas producto de excavaciones y la distribución de presiones con la profundidad, debida al peso propio del suelo.

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

De acuerdo con los resultados de los trabajos de campo y ensayos de laboratorio se definieron los perfiles estratigráficos de los sondeos M1 y de los pozos a cielo abierto PCA1 y PCA2, los cuales se muestran en las figuras 2, 3 y 4-

y cuya secuencia es la siguiente:

Superficialmente y hasta aproximadamente 1.5, se encontró material de relleno formado por arena limosa con pedacera de tabique y desperdicios de construcción. A partir de esa profundidad y hasta 6.70 m, se tiene el "manto superficial" formado principalmente por estratos de limo arenoso y arenas limosas con espesores variables entre 0.20 y 1.00 m de compacidad muy suelta (número de golpes entre 0 y 4) contenido de agua de 100% en promedio para ambos materiales.

Subyaciendo al "manto superficial" y hasta 32.0 m de profundidad, los materiales localizados fueron arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH) muy compresibles, de consistencia muy blanda a blanda (número de golpes de 0 a 4) y con características de compresibilidad y resistencia variables con la profundidad; intercalados con estas arcillas se encontraron lentes arenosos y limos con espesores comprendidos entre 0.20 y 1.00 m. A este estrato de arcilla se le conoce como la formación arcillosa superior.

Las variaciones de estas arcillas o sus propiedades son: entre 7.0 y 18 m la arcilla presenta consistencia muy blanda a blanda y contenido natural de agua de 350% en promedio. Entre 18.0 y 23 m la arcilla es de consistencia muy blanda a blanda y contenido natural de agua en promedio de 250%, con valores comprendidos entre 100% y 310%. De 23 m a

25 m se tiene una capa arcillosa de consistencia muy blanda y contenido natural de agua de 375% en promedio. Bajo estos materiales y hasta 32.0 m se encontraron intercalados en la arcilla, lentes de limos de consistencia muy blanda, con contenido natural de agua en promedio de 200%.

De 32 a 32.20 m de profundidad se localizó un estrato de limo de consistencia muy firme (resistencia a la penetración mayor de 30 golpes) y contenido natural de agua a 60% - promedio, pudiéndose considerar estos materiales como constituyentes de la llamada "primera capa dura".

De 35.20 a 39.50 m se encuentra un estrato de arcilla con pequeños lentes de vidrio volcánico, limos y fósiles; -- con contenido natural de agua de 175% promedio, pudiendo considerarse estos materiales como constituyentes de la formación arcillosa inferior.

De 39.5 m hasta la máxima profundidad explorada 41.85 m se encontraron los llamados depósitos profundos formados por dos estratos, uno de arena limosa y otro de limo arenoso; la compacidad o consistencia de estos materiales es muy dura para la arena, y dura para el limo.

El nivel freático se encontró en todas las exploraciones realizadas a 1.27 m de profundidad.

Solución

1. CIMENTACION

A. Edificio

Atendiendo a las características que presenta el subsuelo en el predio, la alta compresibilidad, la magnitud de las descargas del edificio a nivel de cimentación y la presencia de un sótano según el proyecto arquitectónico, se considera que una cimentación mixta mediante compensación parcial utilizando losa con contratraves invertidas o cajón rígido y pilotes de fricción, garantizará un comportamiento satisfactorio de la estructura.

La solución propuesta presenta la ventaja de utilizar la excavación necesaria donde se alojará el sótano, para compensar parte de las cargas que transmite la estructura al subsuelo; el resto de la carga se tomará por medio de pilotes de fricción, que alcancen una profundidad de 28 m; estos pilotes tendrán también como finalidad absorber las excentricidades de carga de la estructura, mediante una adecuada distribución.

Considerando lo anterior, analizamos las siguientes alternativas:

Primera alternativa. Losa de cimentación con contratraves invertidas. Estimando que la cimentación transmita -

al subsuelo 1.2 ton/m², se tiene una presión total del edificio de 11.93 ton/m².

Si se toma una profundidad promedio de excavación de 3.7 m, se tendrá una descarga del terreno de 5.5 ton/m², la cual restada de la presión total que transmitirá la estructura, se tiene una presión en exceso que deberán tomar los pilotes de 6.43 ton/m².

Segunda alternativa. Cajón hueco de doble losa con contratraveses de 1.50 m. Estimando que la cimentación transmite al subsuelo 1.5 ton/m², se tiene una presión total de 12.23 ton/m². Con la profundidad de excavación de 4.50 m se tiene una descarga del terreno de 6.60 ton/m², que restada a la presión total se obtiene una presión de 5.57 ton/m², que deberán tomar los pilotes.

1.1 Capacidad de carga

La capacidad de carga de los pilotes resulta de la adherencia que se desarrolla entre el suelo y el área lateral del pilote; estos pilotes deben tener un colchón de material compresible bajo ellos, con objeto de que puedan seguir el

hundimiento general del valle y evitar que emerja el edificio.

Teniendo en cuenta que la profundidad máxima de la cimentación es de 4.50 m y que los pilotes llegarán hasta 28 m de profundidad, la longitud de adherencia será de 23.50 m.

Con estas consideraciones la capacidad de carga de los pilotes por fricción se calcula mediante la siguiente expresión (ref. 3):

$$Q_a = PL f_s \frac{1}{F.S}$$

en donde:

Q_a = capacidad de carga admisible por pilote, en ton

P = perímetro de la sección transversal del pilote, en m

L = longitud friccionante del pilote, en m

f_s = adherencia entre suelo y pilote, en ton/m²

F.S = factor de seguridad

En base a los resultados de las pruebas de laboratorio se estima que la adherencia media será de 2.00 ton/m², utilizando un factor de seguridad de 1.5, la capacidad de carga admisible para pilotes de diferentes diámetros o lados es la siguiente:

PILOTES CIRCULARES

D (m)	P=Dπ (m)	A=PL (m ²)	f _s (t/m ²)	Q _a =PL f _s / F.S (ton)
0.30	0.94	22.1	2.0	30
0.40	1.26	30.0	2.0	40
0.50	1.57	37.5	2.0	50
0.60	1.90	45.0	2.0	60

PILOTES CUADRADOS

Lado (m)	P=4L (m)	A=PL (m ²)	f _s (t/m ²)	Qa=PL f _s (ton)	l/F.S
0.30	1.2	28.2	2.0	38	
0.40	1.6	38.0	2.0	51	
0.50	2.0	47.0	2.0	63	
0.60	2.4	57.0	2.0	76	

Se utilizará un pilote cuadrado de 0.60 m de lado con una capacidad admisible de trabajo Qa = 76 ton/pilote.

La separación mínima para que los pilotes puedan alcanzar esta capacidad de carga es de tres veces su lado de centro a centro.

Para calcular el número de pilotes que requiere la estructura se divide la carga neta en los pilotes entre la capacidad de carga admisible, por pilote.

$$\text{Número de pilotes} = \frac{\text{Descarga neta en los pilotes}}{Qa/\text{pilotes}}$$

Considerando la segunda alternativa de cimentación, tenemos:

$$\text{Descarga neta en los pilotes} = 5.57 \times 690 = 3.843 \text{ ton}$$

$$\text{Número de pilotes} = \frac{3.843}{76} = 51 \text{ pilotes}$$

El número de pilotes puede aumentar o disminuir de acuerdo a sus condiciones de equilibrio.

1.2 Asentamientos

Considerando que uno de los requisitos que debe cum-

plir toda cimentación es que sus asentamientos sean tolerables, se procede a estimar estos.

La magnitud de los asentamientos que sufrirá la estructura se determina mediante la teoría de K. Terzaghi (ref. 2), definida por la siguiente expresión:

$$\Delta H = \frac{av}{1 + e_0} \Delta p H$$

en donde:

ΔH = asentamiento, en cm

av = coeficiente de compresibilidad del subsuelo, en cm²/Kg (obtenido de los resultados de laboratorio)

e₀ = relación de vacíos inicial del suelo

Δp = incremento de la presión efectiva, en Kg/cm²

H = espesor del estrato compresible, en cm

Para la ejecución de este análisis, se divide el suelo en estratos hipotéticos según la naturaleza del material y sus contenidos de agua, ya que para el subsuelo de la ciudad de México los materiales que presentan características semejantes, tienen propiedades mecánicas similares.

El incremento de presiones Δp se valúa mediante la teoría de Boussinesq, considerando la carga colocada en el tercio inferior de la longitud de los pilotes de acuerdo con el criterio de K. Terzaghi y R. B. Peck (ref. 3).

El método consiste en trazar dos líneas a 60° a partir

de la horizontal donde se aplica la carga.

La expresión que se utiliza es la siguiente:

$$\Delta p = \frac{WBL}{(B + 2Z \tan 30^\circ)(L + 2Z \tan 30^\circ)}$$

donde:

Δp = incremento de presión, en Kg/m

W = presión a tomar por los pilotes, en ton/m²

B = ancho de la cimentación, en m

L = longitud de la cimentación, en m

Z = profundidad, en m

Las presiones efectivas (\bar{P}) para diferentes profundidades se calculan de la gráfica de la figura 8.

El coeficiente de compresibilidad

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

en donde:

$\Delta e = e_0 - e$. Valores que se obtienen de la curva de compresibilidad a partir de las presiones efectivas y de los incrementos de presión.

Se calculan estos valores con las curvas de compresibilidad (fig. 6) a diferentes profundidades.

Los resultados del asentamiento para una descarga neta de 6.43 ton/m² se expresan en la siguiente tabla.

Profundidad (m)	\bar{P} (Kg/cm ²)	$\Delta \bar{P}$ (Kg/cm ²)	$\frac{P+\Delta P}{\Delta P}$ (Kg/cm ²)	a_v (cm ² /Kg)	e_0	m_v (cm ² /Kg)	H_i (cm)	ΔH (cm)
Z1 = 17.75	1.45	0.194	1.644	0.167	5.96	0.024	310	1.44
Z2 = 20.30	1.70	0.172	1.872	1.00	8.20	0.108	200	3.70
Z3 = 27.00	1.85	0.128	1.973	0.334	5.96	0.048	400	2.45
Z4 = 30.00	1.96	0.114	2.074	0.085	7.00	0.106	200	2.40
Z5 = 37.75	2.70	0.086	2.786	0.07	3.43	0.016	550	0.76
								10.75

Asentamiento total = 11 cm

Los asentamientos al centro y en los extremos de la estructura serán del orden de 11 cm y 3 cm, respectivamente.

1.1.2 Expansiones durante la construcción

Este análisis se realiza utilizando la teoría de consolidación de K. Terzaghi dado por la siguiente expresión:

$$E = \frac{avd}{1 + e_0} \Delta p d H_i$$

en donde:

E = expansión, en cm

avd = coeficiente de compresibilidad para la descarga, en cm²/Kg

e₀ = relación de vacíos inicial de suelo

Δ p d = decremento de la presión, efectiva inducida por la excavación en Kg/cm²

H_i = espesor del estrato en cm

Los valores de las expansiones se obtienen con la misma secuencia y consideraciones que para el análisis de asentamientos, pero considerando los coeficientes de compresibilidad en la descarga (fig. 7).

Si la excavación se realiza por etapas en franjas de ancho reducido con una descarga efectiva de 6.6 ton/m², se obtienen los siguientes resultados:

Prof. (m)	\bar{P} (Kg/cm ²)	$\Delta \bar{P}$ (Kg/cm ²)	w (%)	e	avd (cm ² /Kg)	Mvd (cm ² /Kg)	H _i (cm)	Δ H (cm)
6.50	0.46	0.46	350	8	0.96	0.106	500	24.5
10.50	0.66	0.23	250	6	0.41	0.058	300	4.0
13.50	0.89	0.18	350	8	0.25	0.028	300	1.5
17.50	1.15	0.128	225	5.5	0.20	0.031	500	2.0
21.0	1.37	0.102	375	8.6	0.34	0.035	200	0.70
24.0	1.54	0.077	200	5.0	0.12	0.020	300	0.45
27.0	1.82	0.07	325	7.5	0.21	0.025	200	0.35
39.50	2.73	0.003	175	4	0.05	0.10	550	0.02

$$\Delta H = 33.5 \text{ cm} \approx 34 \text{ cm}$$

La expansión calculada es del orden de 34 cm en caso de que la excavación permaneciera abierta por un tiempo indefinido; como sólo será de duración temporal, se estima que se presentará un 40% de las calculadas, por lo tanto, si la excavación se realiza por etapas en franjas de ancho reducido las expansiones serán del orden de 13.5 cm.

B. Estructura en sótano para estacionamiento

1.1.1 Sobrecompensación

Dado que el peso que transmitirá la estructura al subsuelo es menor que la descarga por excavación del suelo, la cimentación de esta estructura será del tipo "sobrecompensado".

Cuando esta condición se presenta en arcillas de la ciudad de México, se sabe que con el tiempo la estructura --

emerge respecto a la superficie del terreno circundante, como consecuencia de la expansión lenta que sufre la arcilla - subyacente ocasionada por la descarga provocada por la excavación.

Para evitar que estos movimientos ocasionen daños tanto en el edificio adyacente como en la estructura vecina, es necesario limitar el valor de la sobrecompensación a 2 ton/m², por lo tanto, si el valor de descarga a nivel de desplante es de 4.6 ton/m², la estructura del estacionamiento deberá pesar cuando menos 2.6 ton/m²

2. CONCLUSIONES

a) En base a lo expuesto anteriormente en cuanto a las propiedades del subsuelo y a las condiciones arquitectónicas y estructurales del edificio, se concluye que una cimentación mediante losa con contratraveses o cajón rígido y pilotes de fricción, se tendrá un comportamiento satisfactorio de la estructura.

b) La losa con contratraveses desplantada a 3.70 m permitirá compensar 5.5 ton/m², en tanto que el cajón de cimentación desplantado a 4.50 m, permitirá compensar 6.6 ton/m² de los 11.9 y 12.2 ton/m² de la presión que transmite la cimentación al terreno de apoyo, el exceso de carga deberá ser tomado por pilotes de fricción que transmitirán su carga a es-

tratos profundos.

c) La estructura del sótano que alojará solamente al estacionamiento deberá tener una cimentación que permita una sobrecompensación máxima de 2 ton/m².

3. RECOMENDACIONES

a) Hincado de pilotes

Los pilotes serán de concreto precolado y su cabeza se dejará a la profundidad requerida mediante el uso de un seguidor, simultáneamente se hincará una tablestaca de madera en las colindancias con construcciones, a una profundidad de 7.50 m, cuya finalidad será la de soportar el suelo cuando se realice la excavación para la construcción de la losa, trabes y muros de la cimentación y limitar el flujo de agua hacia ella. Para el hincado de la tablestaca será necesario realizar una excavación guía para remover los cimientos de construcciones antiguas; una vez terminadas estas operaciones, se procederá a la excavación.

Con objeto de limitar las expansiones durante la excavación, se recomienda realizar ésta en etapas, dividiendo el área por excavar en franjas parciales, que den lugar a expansiones tolerables.

Para controlar las expansiones que se producirán durante la excavación así como para poder trabajar en seco, debe-

rá abatirse el N.A.F. cuando menos un metro por debajo del fondo de la excavación, por medio de un sistema de bombeo adecuado.

La excavación se realizará con taludes perimetrales 1:1, dejando una banqueta de 1.5 m de ancho en las colindancias.

Los taludes perimetrales donde no haya tablestaca, se atacarán en tramos alternados y conforme se vayan excavando se irán ademandando y troquelando las paredes contra la parte terminada de la cimentación.

Una vez terminado el cajón de cimentación, se lastrará éste y se suspenderá el bombeo; el peso del lastre deberá ser equivalente a la carga total que transmitirá el edificio y se retirará proporcionalmente conforme avance la construcción.

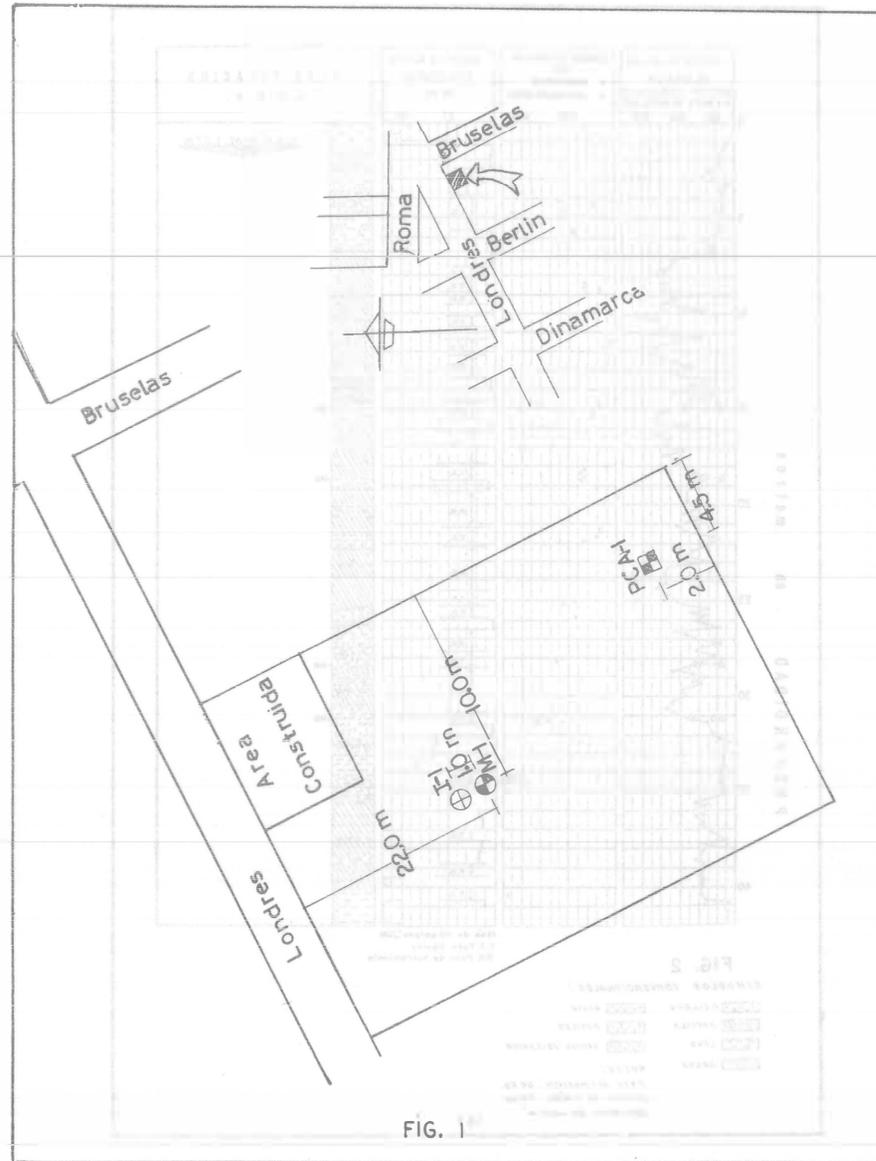


FIG. 1

SONDEO	ELEVACION MEDIA	DENSIDAD DE LOS SUELOS ρ_s	RELACION DE VACIOS INICIAL e_i	CONTENIDO NATURAL DE AGUA W	GRADO DE SATURACION INICIAL G_i	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE σ_r	DEFORMACION A LA RUPTURA δ_r	PESO VOLUMETRICO		CLASIFICACION
								húmedo γ_h	seco γ_d	
m.	m.			%	%	kg cm ⁻²	%	kg m ⁻³	kg m ⁻³	
PCA-1	2.30	2.48	1.52	56.4	92.0	0.70	2.35	1339	983	Arcilla
	3.15	2.53	2.71	100.0	94.0	0.73	1.08	1374	686	Arcilla
I-1	1.90	2.50	1.94	78.4	101.1	0.74	3.49	1314	851	Arcilla
	2.70	2.43	2.67	108.2	98.5	0.32	2.07	1372	661	Arcilla
	3.10	2.30	4.43	177.4	92.2	0.20	2.23	1171	423	Limo
M-1	3.90	2.53	2.49	114.9	116.7	0.36	0.90	1560	726	Limo con fósiles
	4.27	2.53	2.00	79.7	89.1	0.44	2.13	1430	842	Limo con fósiles y arena
	4.70	2.51	2.03	71.5	88.4	1.15	0.94	1422	829	Limo con fósiles y arena
M-1	5.60	2.39	2.66	102.6	91.9	0.93	1.10	1320	651	Limo con fósiles y arena
	8.80	2.20	7.39	398.6	100.4	0.32	2.21	1108	224	Arcilla con fisuras
	21.47	2.36	4.87	199.9	96.8	0.39	6.88	1205	409	Arcilla
	31.40	2.36	3.92	152.2	91.6	1.68	2.40	1211	480	Fósiles arcillosos limosos

FIG 5

PROF.	DENSIDAD DE SÓLIDOS ρ_s	RELACION DE VACIOS e_i	CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITES		COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD α_v máx	PRESION PARA PRECONSOLIDACION P_{av} máx	CARGA DE PRECONSOLIDACION P_c	CLASIFICACION
			INICIAL W_i	FINAL W_f	INICIAL G_i	FINAL G_f	LIQUIDO LL	PLASTICO LP				
m.			%	%	%	%	%	%	cm ² Kg ⁻¹	Kg cm ⁻²	Kg cm ⁻²	
15.03	2.32	9.57	406.8	244.5	98.6	99.3	290.5	94.5	4.50	0.97	0.92	Limo (MH)

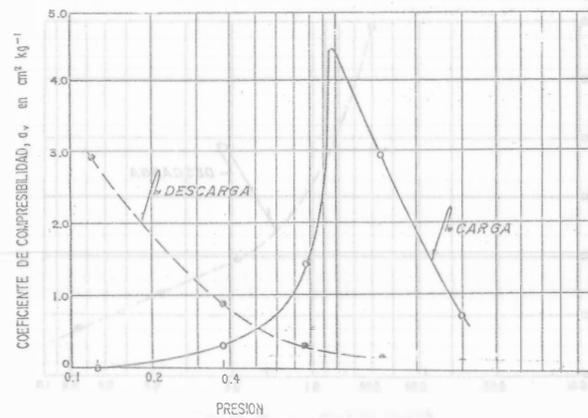
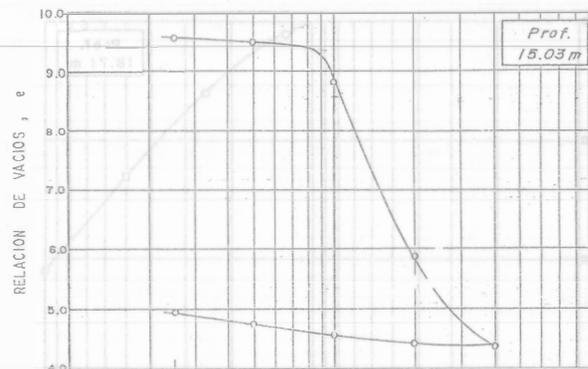


FIG 6

PROF.	DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACION DE VACIOS	CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LÍMITES		COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD	PRESION PARA PRECONSOLIDACION	CARGA DE PRECONSOLIDACION	CLASIFICACION
			INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	LIQUIDO	PLASTICO				
m.	s_s	e_i	W_i	W_f	G_i	G_f	LL	LP	a_v máx	p_{av} ind	P_c	
			%	%	%	%	%	%	$cm^2 kg^{-1}$	$kg cm^{-2}$	$kg cm^{-2}$	
18.71	2.20	5.21	240.3	246.3	101.4	103.5						Arcilla con fósiles

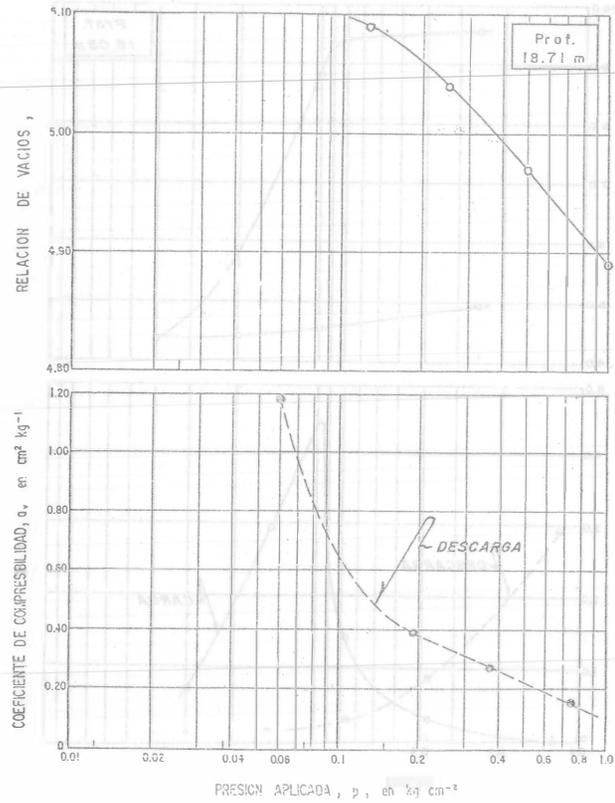


FIG 7

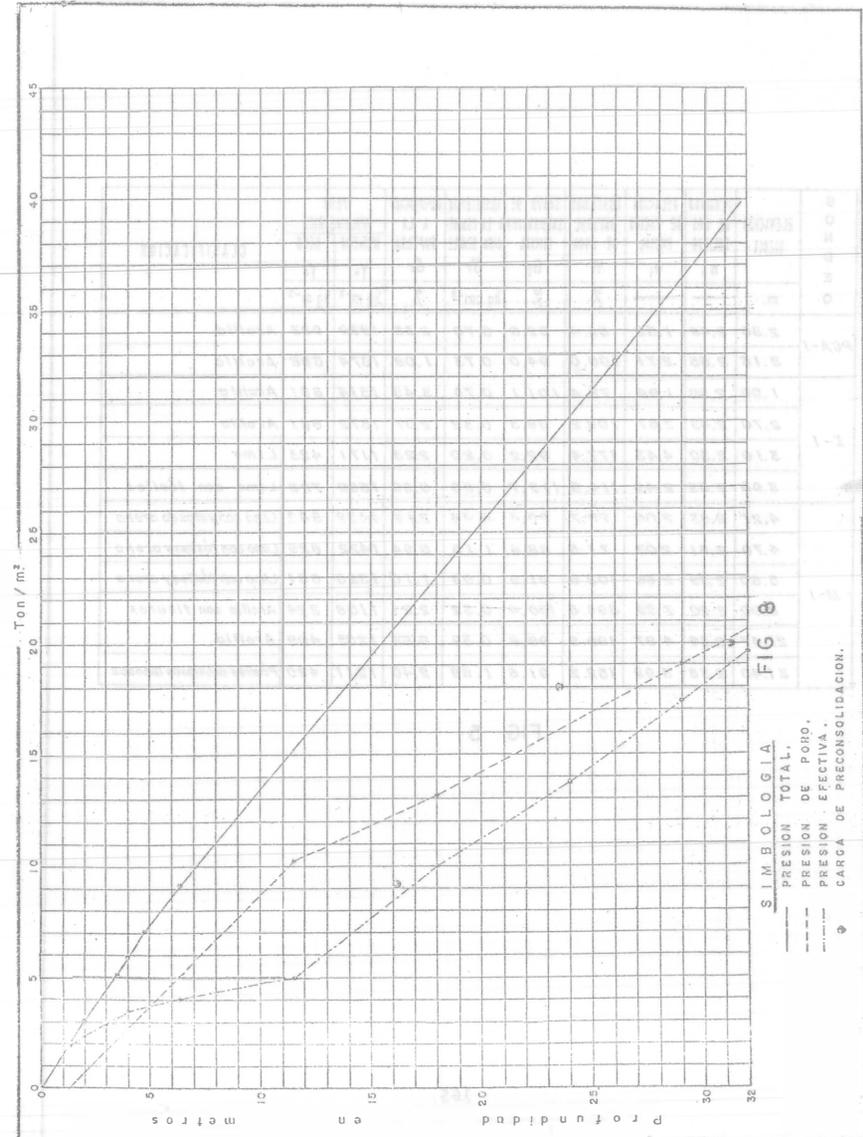


FIG 8

SIMBOLOGIA

- PRESION TOTAL.
- - - PRESION DE PORO.
- · · PRESION EFECTIVA.
- CARGA DE PRECONSOLIDACION.

4.2

En la ciudad de México se proyecta construir un edificio, localizado dentro de la llamada "zona del Lago", en la calle de Balderas No. 34, cerca de la Avenida Juárez, a 10 m del eje de la línea 3 del Metro.

Con los datos que se proporcionan, analice las alternativas posibles de cimentación. Elija la más apropiada y de sus características detalladas para diseño y construcción, asegurando que su comportamiento sea estable y no dañe las construcciones vecinas ni al Metro.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La localización del predio donde se construirá el edificio se muestra en la figura 1. El edificio de estructura metálica, constará de planta baja, jardín o mezanine en toda el área del predio de 565 m², 17 niveles en un 60% de dicha área y una cubierta ligera coincidiendo con el nivel 4 en el resto, como se indica en la figura 2.

Además, constará con dos niveles de sótanos, cuyo piso inferior será de 5.0 m bajo el nivel de banqueta.

La estructura tendrá claros de 5.80 a 5.70 m, que transmitirán por sus columnas a la cimentación cargas compresivas entre 52 y 510 ton, o sea, sobrecargas de 14.4

ton/m² entre los ejes A y D y de 5.6 ton/m² entre los ejes D y F mediante columnas y muros (fig. 3).

EXPLORACION DEL SUBSUELO

Para conocer la estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sitio, que será afectado por la carga que transmitirá el edificio, se efectuó un sondeo a 50.0 m, midiéndose el espesor y propiedades mecánicas de los estratos arcillosos blandos y arenosos compactos que prevalecen en la ciudad de México. Dicho sondeo fue del tipo mixto (M-1), con obtención de muestras alteradas e inalteradas. Además, se realizaron dos pozos a cielo abierto (PCA-1 y PCA-2) a 2.0 m de profundidad para poder visualizar y determinar las características de los materiales superficiales. El brocal de los sondeos se encuentra a 2.2 m abajo del nivel de banqueta.

El nivel de aguas freáticas (N.A.F.) se detectó a 1.8 m de profundidad, respecto al brocal de los sondeos, es decir, a 4.0 m respecto al nivel de banqueta.

Se hizo un levantamiento ocular de las estructuras vecinas al predio en cuestión, notándose que aunque ya tienen varios años de haber sido construidas (más de 15), su estado actual aparentemente es satisfactorio.

PRUEBAS DE LABORATORIO

A todas las muestras recuperadas se les efectuaron

las siguientes pruebas índice:

Clasificación visual y al tacto, en húmedo y en seco, de acuerdo con las normas del SUCS, contenido natural de agua (W), para complementar la clasificación SUCS; en los materiales arenosos se efectuó una granulometría y en los suelos finos plásticos límites de consistencia: líquido (LL) y plástico (LP) (figs. 4 y 5).

A las muestras inalteradas, formadas especialmente de suelos finos plásticos, se les efectuaron las siguientes pruebas especiales para definir sus propiedades mecánicas:

Torcómetro (veleta de laboratorio; figs. 4 y 5), ensayos de compresión simple (fig. 6), pruebas de corte directo no drenado (fig. 7) y pruebas de compresión triaxial consolidada rápida (fig. 8, representativa de esta prueba), realizadas para valuar la resistencia al corte de los suelos.

Consolidación unidimensional, para determinar la compresibilidad del suelo bajo carga estática. La figura 9 se considera representativa de estas pruebas.

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

De acuerdo con la zonificación estratigráfica de la ciudad de México, el predio en estudio se encuentra ubicado dentro de la llamada zona del Lago en el grupo 3, cuyo subsuelo se encuentra afectado por construcciones pesadas y por un bombeo intenso y prolongado. Ello se confirma mediante

la secuencia estratigráfica que a continuación se detalla. - Las profundidades se tomaron a partir del brocal de los sondeos, o sea, 2.2 m abajo del nivel de banqueta.

MANTO SUPERFICIAL

De 0.0 a 1.0 m en el sondeo M-1, a 1.35 m en el sondeo PCA-2 y a 1.55 m en el sondeo PCA-1, se encontró formado por desperdicios de construcción. Inferiormente y hasta 6.0 m, apareció un limo café oscuro (MH) de blando a firme (N = 2 a 10 golpes) con contenido natural de agua (W) de 50%, cuya resistencia al corte determinada con torcómetro dio una cohesión, $c = 9.0 \text{ ton/m}^2$; los ensayos de compresión triaxial consolidada rápida muestran una cohesión, $c = 4.0 \text{ ton/m}^2$ y un ángulo de fricción interna, $\phi = 28^\circ 30'$. A la profundidad de 2.5 m se interceptó un estrato de 0.4 m de espesor de arcilla de alta plasticidad (CH).

Formación arcillosa superior

Entre 6.0 y 30.0 m se muestreó una arcilla gris verdosa de alta plasticidad (CH), muy blanda y de consistencia relativa, definida por su contenido de agua (W) y los límites de plasticidad: líquido (LL) y plástico (LP), menor de cero, que indica que se trata de suelos normalmente consolidados de baja resistencia al corte y alta compresibilidad. - Respecto a la resistencia al corte, medida con torcómetro, -

da una cohesión media $c = 4.0 \text{ ton/m}^2$, en compresión simple $c = 6.4 \text{ ton/m}^2$ y en ensayos de corte directo no drenado, $c = 3.5 \text{ ton/m}^2$. Respecto a la compresibilidad, el módulo de variación volumétrica m_v , resulta ser de $0.11 \text{ cm}^2/\text{Kg}$ para las presiones efectivas y de sobrecarga a que estará sujeto este suelo. Intercalados a las profundidades de 13.0, 15.8 y 25.0 m se encuentran pequeños estratos de 0.2 a 0.6 m de espesor de limo de alta compresibilidad (MH)

Primera capa dura

Subyaciendo a la formación anterior y en un espesor de 5.0 m, se encontró arena limosa muy compacta (N mayor de 60-golpes) de $W = 50\%$, interceptada entre 33.0 y 34.0 m de profundidad por limo arcilloso (MH), con resistencia al corte en torcómetro de $c = 21.0 \text{ ton/m}^2$, en compresión simple de $c = 23 \text{ ton/m}^2$, y en ensayos de compresión triaxial consolidada rápida de $c = 18 \text{ ton/m}^2$ y $\phi = 36^\circ 25'$.

Formación arcillosa inferior

De 35.0 a 42.2 m se muestreó arcilla verdosa de alta plasticidad (CH) de muy blanda a firme (N de 0 a 15 golpes), de consistencia relativa nula, que indica que también se trata de un suelo normalmente consolidado, compresible. Su resistencia al corte medida con torcómetro de una cohesión variando de 3.0 a 9.0 ton/m^2 . Hablando de su compresibilidad, su m_v es de $0.03 \text{ cm}^2/\text{Kg}$.

Depósitos profundos

Finalmente y hasta 46.8 m se encontró limo de baja compresibilidad (ML), con contenido de agua de 30%, de resistencia al corte definida con torcómetro variando de 5.0 y 9.0 ton/m^2 y con ensayos de compresión triaxial consolidada rápida de $c = 11 \text{ ton/m}^2$ y $\phi = 27^\circ$. Dicho suelo descansa en arena limosa muy compacta (N mayor de 60 golpes) y contenido natural de agua de 20%.

El efecto del bombeo en esta zona ha originado un cambio importante de los esfuerzos en el subsuelo. Dicho bombeo intenso y prolongado ha provocado que el descenso de la ciudad de México en este sitio sea del orden de 8 cm/año.

Solución

1. CIMENTACION

Con base a los datos del proyecto, y la poca resistencia y alta compresibilidad de los materiales del subsuelo, consideramos como solución de cimentación más conveniente compensación parcial y pilotes.

Debido a que el inmueble en estudio se ubicará en la vecindad del Metro, debe sujetarse a la reglamentación correspondiente, el cual en términos generales señala:

- a) No usar pilotes que trabajen totalmente por punta, ya que el descenso del valle de México originaría "emergi---

mientos" indeseables en el inmueble, que afectaría al túnel del Metro.

b) Usar cimentaciones mixtas a base de compensación parcial y pilotes que trabajen totalmente por fricción, siempre que los asentamientos totales del conjunto no excedan de 10 cm.

Tomando en cuenta estas premisas, se analizan las siguientes alternativas de cimentación:

A. Pilotes trabajando por fricción atravesando la primera capa dura. De esta forma se tendrían asentamientos totales del orden de 10 cm, que son permisibles. Sin embargo, su construcción es difícil y costosa porque hay que atravesar la primera capa dura de 5.0 m de espesor.

B. Pilotes de control apoyados en la primera capa dura. Estos pilotes tienen el problema de no estar condicionados para resistir eficientemente fuerzas sísmicas, además de que requiere mantenimiento durante toda la vida útil del edificio.

C. Pilotes trabajando por fricción con una punta de acero en su parte inferior para limitar asentamientos, los cuales al diseñarse adecuadamente tienden a hundirse a la misma velocidad que el Valle de México.

En base a lo discutido anteriormente, se concluye que

la alternativa de cimentación más adecuada para la torre sea compensación parcial y pilotes de fricción punta, y para la zona ligera, compensación total.

Considerando que el peso de las trabes y losa de cimentación corresponda a una sobrecarga aproximada de 1.7 ton/m², el edificio en sus porciones más pesada y más ligera transmitirá al subsuelo presiones de contacto de 16.1 ton/m² y 7.4 ton/m², respectivamente.

La excavación total que habrá de realizarse para alojar los sótanos y contratraveses, se estima llegará a 6.5 m de profundidad.

Habiéndose determinado que el peso volumétrico del suelo superficial es de 1.45 ton/m³, el alivio de presión que se tendría mediante la excavación a 6.5 m sería de 9.4 ton/m²; con ello, en la porción más pesada del edificio transmitirá a los pilotes una sobrecarga de 6.7 ton/m² y en su porción más ligera se tendría una sobrecompensación de 2.1 ton/m². Para que la cimentación de la porción ligera quede totalmente compensada, recomendamos colocar un lastre de tierra de 1.4 m de espesor en el nivel del jardín.

1.1 Capacidad de carga de los pilotes

La capacidad de carga se evalúa considerando que su trabajo será principalmente por fricción, con un factor de seguridad de 1.5 y su punta de acero únicamente regula el

hundimiento del edificio con relación al del Valle de México, evitando que se originen daños a las estructuras vecinas, -- principalmente al Metro por "emergimiento" del inmueble. Para que estos pilotes trabajen por fricción, deberán quedar - alejados cierta distancia de la primera capa dura. De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal, esa distancia en nuestro caso particular - es de 3.5 m. De esta manera, el fuste friccionante del pilote llegaría a 28.7 m, respecto al nivel de banqueta, continuado con una punta de acero hasta apoyarse sobre la capa dura.

Para valuar la capacidad de carga por fricción de los pilotes utilizamos el criterio de K. Terzaghi y R. B. Peck, - cuya expresión es la siguiente (ref. 3):

$$Q_{fa} = \frac{(s \cdot A)}{F \cdot S}$$

siendo:

Q_{fa} = capacidad de carga admisible por fricción (ton)

s = adherencia media entre suelo y pilote igual a -

2/3 de la cohesión para el caso de pilotes de -

concreto (ton/m²). Si la cohesión media deter-

minada en compresión simple es 5 ton/m²; s = --

3.3 ton/m², coincidiendo prácticamente con la -

cohesión media con torcómetro y corte directo.

A = área lateral del pilote donde el suelo tiene --

comportamiento cohesivo (m²)

F.S = factor de seguridad, de 1.5

La capacidad de carga admisible para un pilote cuadrado de 40 cm de lado y 22.2 m de longitud, con punta metálica, es la siguiente:

$$Q_a = 78 \text{ ton}$$

Cuando ocurra el descenso paulatino de la ciudad de México, el suelo alrededor de los pilotes tenderá a colgarse y obligará que el trabajo por fricción de los mismos primero se anule y después se invierta mediante la fricción negativa, provocando que la punta de acero fluya plásticamente regulando así el hundimiento del inmueble.

Sabiendo que la presión no compensada que se le transmitirá a los pilotes será de 6.7 ton/m² y que el área donde quedarán ubicados es de 350 m², la carga total que deberán soportar los pilotes será de 2,340 ton.

Si consideramos que la capacidad de carga admisible de los pilotes es de 78 ton, y la carga total que deben soportar de 2,340 ton, el número de pilotes necesarios sería:

$$n = \frac{2,340}{78} = 30 \text{ pilotes}$$

La revisión de la capacidad de carga del grupo de pilotes, para el trabajo por fricción, debe cumplir con la siguiente desigualdad:

$$np < P$$

donde:

n = número de pilotes

p = perímetro de cada pilote (m)

P = perímetro envolvente del grupo de pilotes (m)

Para la condición más desfavorable: n = 30, p = 1.6 m
y P = 75.2 m, . . . np = 48 P = 75.2 m.

Para que dichos pilotes trabajen eficientemente, deberán distribuirse según se indica en la figura 10.

El cálculo de asentamiento en la cimentación del cuerpo de 17 niveles se efectúa con el criterio de Peck, modificado por efecto de las puntas metálicas de los pilotes, según se comenta a continuación.

a) Se considera que las 6.7 ton/m² asignadas a los pilotes, están actuando, una parte a 2/3 de la longitud del pilote, es decir, a 21.3 m de profundidad y el resto en la punta.

b) Las puntas metálicas de los pilotes fluyen plásticamente a las 54 ton, si se utiliza un tubo de diámetro nominal 5", cédula 40, con diámetro exterior de 14.1 cm, diámetro interior de 12.8 cm y longitud de 3.5 m.

Considerando que el extremo inferior del pilote está rematado por una placa circular de 20 cm de diámetro, la capacidad de carga a la falla por punta debida al suelo es del mismo orden; por lo tanto, las puntas de los pilotes podrán ceder por fluencia del acero, o bien, penetrar la primera ca-

pa dura.

c) La presión que pueden tomar las puntas de los pilotes en las condiciones anteriores es igual a:

$$\frac{30 \text{ pilotes} \times 54 \text{ ton/p}}{350 \text{ m}} = 4.6 \text{ ton/m}^2$$

d) Restando estas 4.6 ton/m² a las 6.7 ton/m² asignadas a los pilotes, nos quedan 2.1 ton/m² que se consideron aplicadas en la misma posición indicada en el inciso a).

e) El asentamiento total se calcula en dos partes, la primera debida a las 2.1 ton/m², aplicada en 21.3 m de profundidad actuando sobre la porción inferior de la formación arcillosa superior y la formación arcillosa inferior, y la segunda debida a las 4.6 ton/m² que transmiten las puntas metálicas de los pilotes apoyados sobre la primera capa, a la formación arcillosa inferior.

El asentamiento calculado en estas condiciones con la teoría de K. Terzaghi en base a los parámetros de compresibilidad recabados del estudio, es igual a 12 cm para la primera parte y 6 cm para la segunda, resultando en total de 18 cm.

El comportamiento de estructuras parcialmente compensadas con pilotes de fricción, construidas en la ciudad de México, ha mostrado que el criterio de Peck resulta conservador, para la estimación de asentamientos.

Por ello se considera que el asentamiento real de la-

estructura será del orden de 10 cm.

Usando la expresión de K. Terzaghi para el cálculo de asentamientos, en el tramo de edificio entre los ejes D y F, donde la cimentación se ha propuesto compensada sin pilotes, se estima que por cada ton/m^2 que se transmita al suelo por diferencias en el cálculo de la compensación, éste se asentará 9.0 cm y por el contrario, si queda sobrecompensada, cada ton/m^2 expandirá al suelo 4.5 cm.

2. CONCLUSIONES

Cuerpo pesado (ejes A y D)

a) La cimentación será parcialmente compensada con un cajón de concreto y pilotes trabajando por fricción con una punta de acero apoyada sobre la primera capa dura, para limitar asentamientos.

b) El cajón de concreto se desplantará a 6.5 m, los pilotes de concreto a 29.7 m y la punta de acero de los mismos a 32.2 m, o sea, sobre la primera capa dura, medidas todas estas profundidades con respecto al nivel de banqueta.

c) La capacidad de carga admisible será de 78 ton para pilotes cuadrados de 40 cm de lado.

d) Por simetría en la colocación, el número de pilotes propuesto será de 32, según se muestra en la figura 10.

e) Los asentamientos del edificio serán compatibles -

con las restricciones establecidas por el reglamento tentativo del Metro.

Cuerpo ligero (ejes D a F)

a) La cimentación será compensada mediante un cajón de concreto apoyado a 6.5 m de profundidad respecto al nivel de banqueta.

Para que ello se logre, hay que colocar en el nivel de jardín un espesor de tierra cuyo peso sea equivalente a 2.1 ton/m^2 de lastre.

b) Por cada ton/m^2 que quede parcialmente compensada o sobrecompensada la cimentación, se tendrán asentamientos del orden de 9 cm y expansiones de 5 cm, respectivamente.

Debido a la diferencia de cimentación elegida en ambos cuerpos, conviene que queden desligados estructuralmente. La junta estructural deberá permitir pequeños desplazamientos relativos del orden de ± 10 cm, sin perder su impermeabilidad, especialmente de 4 a 6.5 m de profundidad.

3. RECOMENDACIONES

Para llevar a cabo la construcción de la cimentación del edificio de Balderas No. 34 sin afectar o dañar a los inmuebles vecinos y a la línea 3 del Metro, que pasa a 10.0 m del predio, deberá efectuarse el siguiente procedimiento basado en la reglamentación preliminar de construcciones cerca

nas al Metro.

a) Hincado de pilotes

Antes de realizar la excavación para alojar el cajón de cimentación, es necesario hincar los pilotes de concreto con punta de acero, realizando previamente una perforación de 40 cm de diámetro; ello da las siguientes ventajas: a) disminuir expansiones, b) variar al mínimo las condiciones actuales del subsuelo y garantizar la verticalidad de los mismos.

La perforación se estabilizará con bentonita y ésta saldrá por una o dos ranuras que se hagan en las caras de los pilotes.

Dicha perforación previa conviene llevarse hasta la profundidad del fuste de concreto de los pilotes, o sea, de 28.7 m respecto al nivel de banqueta; una vez logrado esto y colocado el pilote en dicha profundidad, se procederá al hincado hasta apoyar su punta sobre la primera capa dura. Los pilotes se hincarán con la ayuda de un "seguidor" para que su cabeza quede situada del orden de 5 m abajo del nivel de banqueta.

b) Protección de colindancias

Para poder proteger las construcciones colindantes al predio en estudio y garantizar que su estado actual no se altere, se aconseja hincar en la periferia del predio una ta-

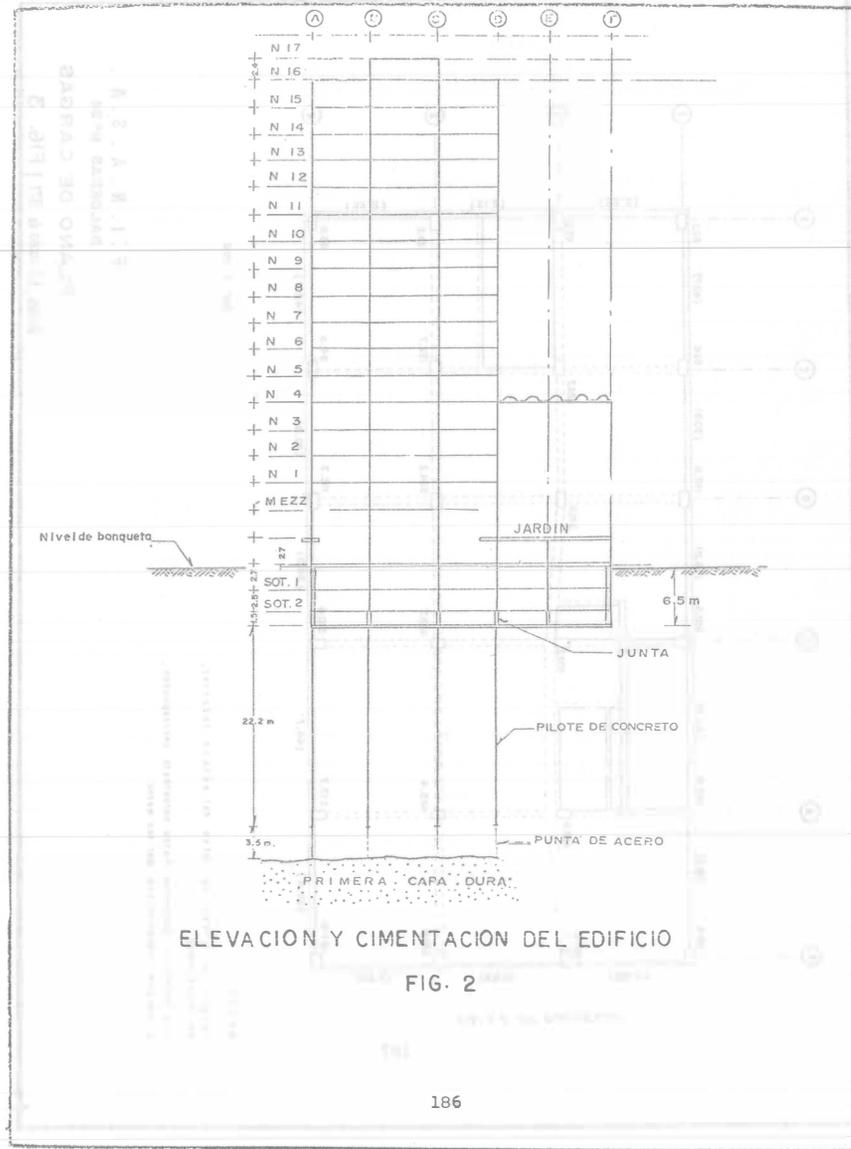
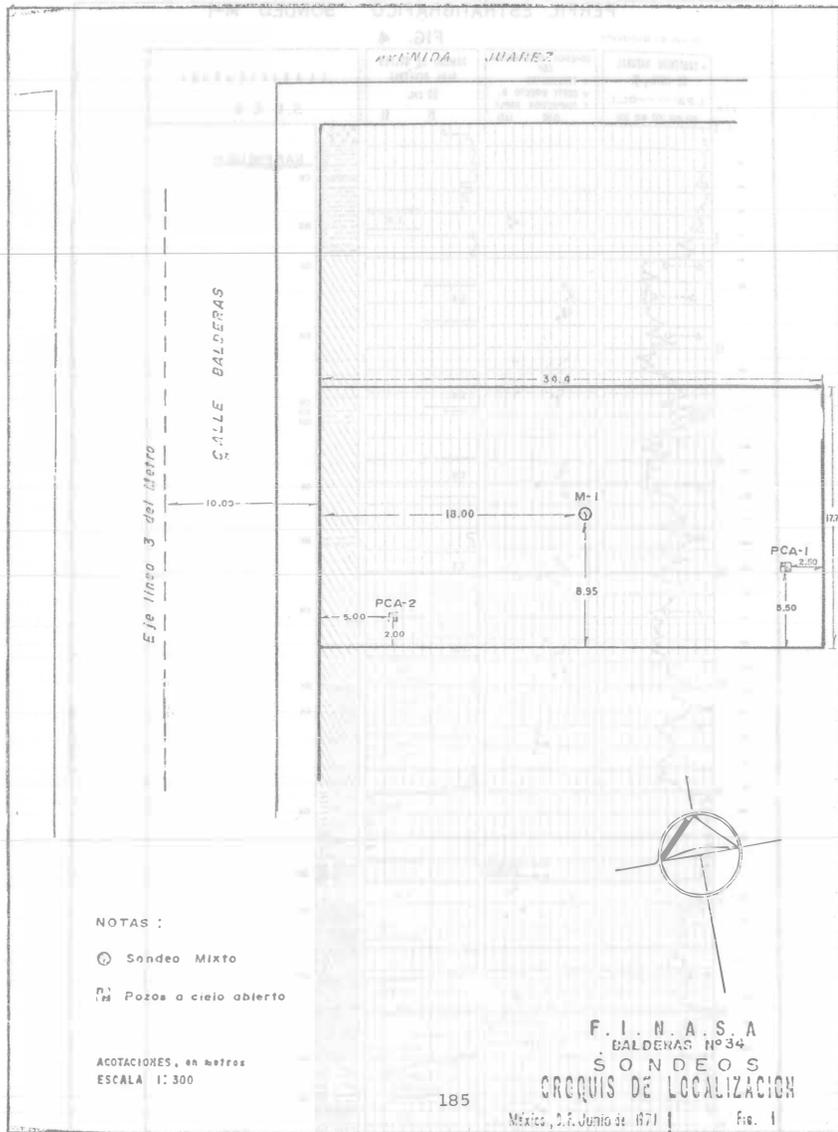
blestaca de concreto, madera o acero, hasta una profundidad del orden de 1.5 m abajo del nivel inferior de excavación, - troquelándola conforme avance la excavación.

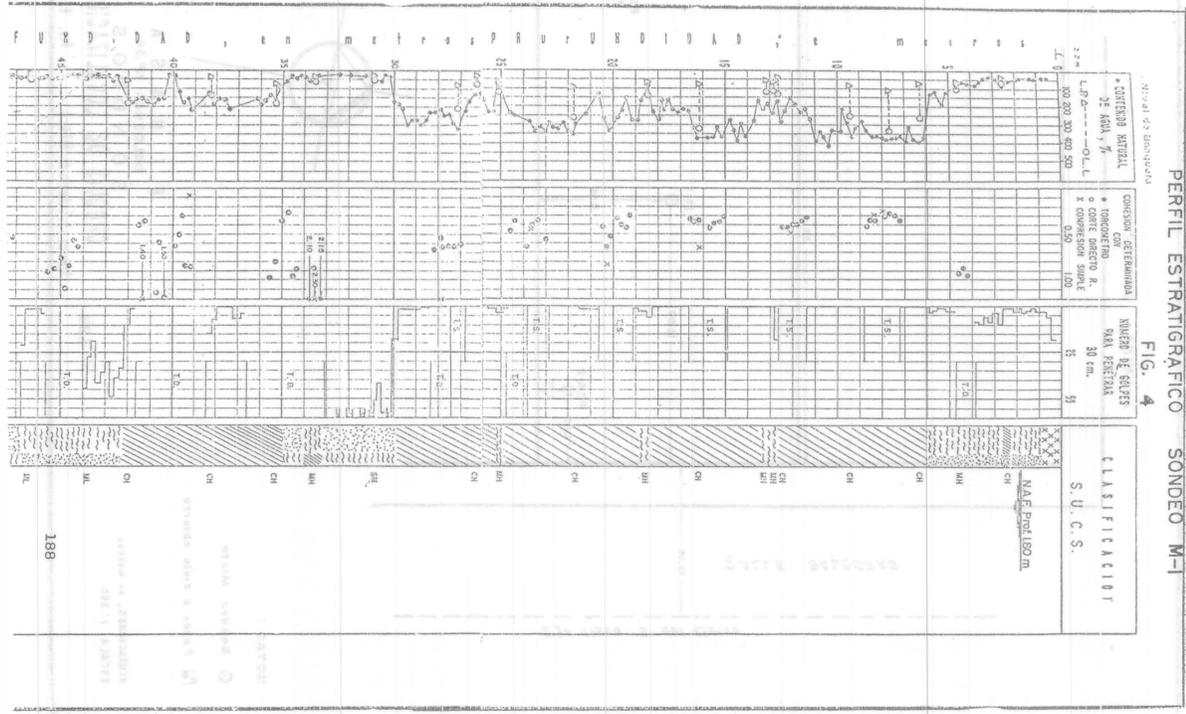
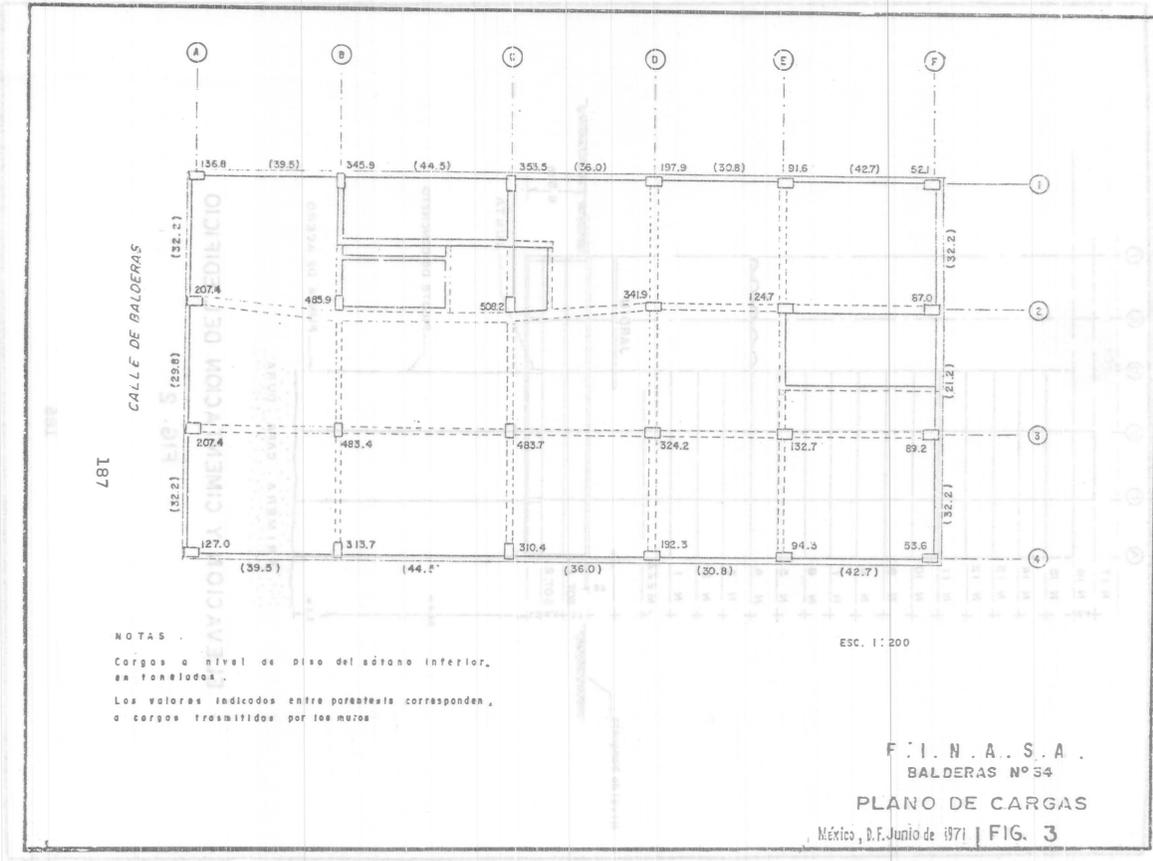
c) Bombeo

Tomando en cuenta las dimensiones del predio y la presencia del N.A.F. a partir de 4.0 m respecto al nivel de banqueta, para alojar el cajón a 6.5 m de profundidad será necesario abatirlo, mediante seis pozos cuyo sistema de bombeo mantenga el nivel de agua dinámico a 9.0 m de profundidad, - aproximadamente, para lograr de esta manera el abatimiento del N.A.F. por abajo del fondo de la excavación y así poder llevar a cabo ésta prácticamente en seco.

d) Lastre

Usarlo en caso de fuertes expansiones durante la construcción de los primeros niveles. Las nivelaciones servirían de elemento de juicio para normar su colocación.





CONTENIDO NATURAL DE AGUA, %					CONEXIÓN CILINDRICA DEL TORQUEMEDO					CLASIFICACION S.U.C.S.
0	20	40	60	80	0	20	40	60	80	
NAE Prof. 1.80m					NAE Prof. 1.60m					PCA-1
PCA-2					PCA-2					

NOTA: El brocal de los sondeos se encuentra a 2.20 m cunajo del nivel de banqueta.

Simbolos Convencionales

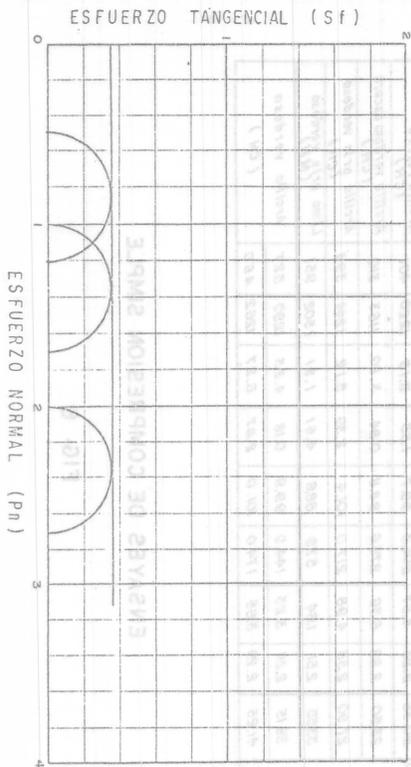


F. I. N. A. S. A.
 BALDERAS 4834
 SONDEOS: PCA-1 y PCA-2
 PRODUCCION ANONIMA DE LOS SONDEOS
 Mayo de 1964 de 1971 | FIG 5

SONDEO	PROF. MEDIA	DENSIDAD DE LOS SOLIDOS s_s	RELACION DE VACIOS INICIAL e_i	CONTENIDO NATURAL DE AGUA W	GRADO DE SATURACION INICIAL G_i	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE σ_r	DEFORMACION A LA RUPTURA δ_r	PESO VOLUMETRICO		CLASIFICACION
								HUMEDO γ_h	SECO γ_s	
m.				%	%	kg cm ⁻²	%	kg m ⁻³	kg m ⁻³	S.U.C.S.
PCA 1	1.65	2.45	1.51	57.9	93.9	1.18	1.65	1541	976	Limo café grisaseo. (ML)
PCA 2	1.45	2.54	0.90	39.2	100.8	1.88	2.10	1865	1340	Arcilla gris verdosa (CH)
	7.95	2.32	7.67	329.7	99.7	0.53	1.75	1149	268	
	12.05	2.24	7.55	341.9	101.4	0.96	2.60	1158	262	
	16.15	2.33	7.39	317.0	99.9	1.33	3.40	1158	278	
M-1	20.35	2.23	4.57	204.3	99.7	1.63	3.15	1220	401	Arcilla rojiza (CH)
	23.50	2.28	6.36	275.6	98.8	0.84	3.20	1163	310	Arcilla verdosa oscura (CH)
	27.90	2.35	4.98	217.0	101.4	2.39	5.12	1244	393	Arcilla gris verdosa (CH)
	33.55	2.51	1.64	57.9	88.6	4.61	1.91	1502	951	Limo gris verdoso (MH)
	39.15	2.24	3.25	144.9	99.9	0.16	4.25	1290	527	Arcilla verdosa (CH)
	41.25	2.29	3.85	174.0	101.0	2.87	6.27	1262	460	

ENSAYES DE COMPRESION SIMPLE

FIG. 6

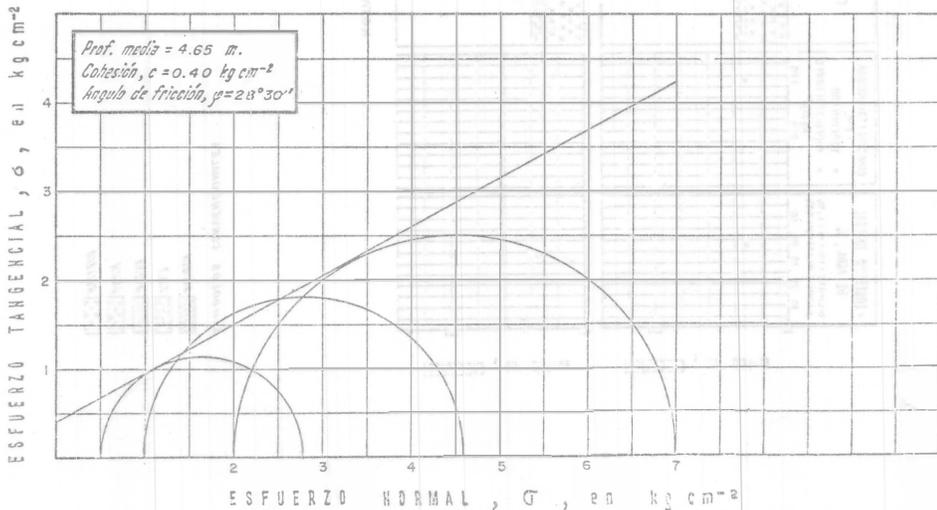


PROF. DE MEDIDA	DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LÍMITES DE CONSISTENCIA		P _n	S _t	CLASIFICACION
		e	e _f	W	W _f	G	G _f	LL	LP			
m	S _s			%	%	%	%	%	%	kg cm ⁻²	kg cm ⁻²	S.U.C.S. Arcilla cde (CH)
2.26	8.19	8.12	35.40	350.6	97.7	97.6	3.460	116.4	2296	0.5	0.35	
2.30	8.03	7.95	34.40	340.2	98.5	98.4	3.460	116.4	2296	1.0	0.35	
2.28	8.34	7.92	35.77	359.4	97.8	97.7				2.0	0.35	

ENSAYES DE CORTE DIRECTO NO DRENADO
FIG. 7

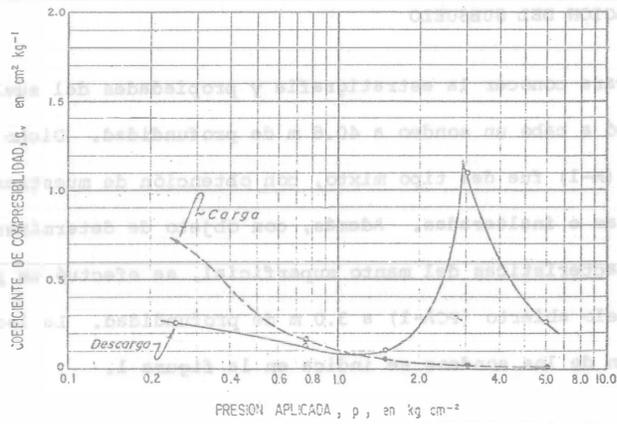
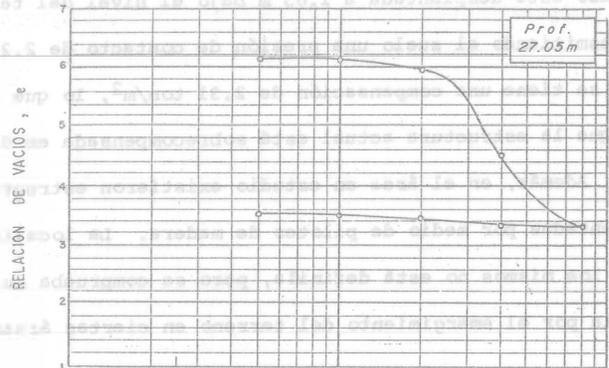
191

PROFUNDIDAD	CONTENIDO DE AGUA		LÍMITE LIQUIDO LL	ÍNDICE PLÁSTICO Ip	DENSIDAD DE SÓLIDOS S _s	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESO VOLÚMETRICO γ _n	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		DEFORMACION ANGULAR EN LA FALLA e	CLASIFICACION
	NATURAL W	FINAL W _f				NATURAL e	FINAL e _f	NATURAL G	FINAL G _f		MEJOR C _m	MAYOR C _i		
m	%	%	%	%				%	%	kg m ⁻³	kg cm ⁻²	kg cm ⁻²	%	S.U.C.S.
4.65	87.5	89.2	100.3	42.0	2.51	2.27	2.26	96.8	99.1	1440	0.5	2.75	3.0	LIMO GRIS VERDOSO (MH)
	91.8	93.3			2.49	2.35	2.30	97.3	101.0	1425	1.0	4.50	2.0	
	89.5	88.2			2.53	2.34	2.25	96.8	99.2	1428	2.0	7.05	4.5	



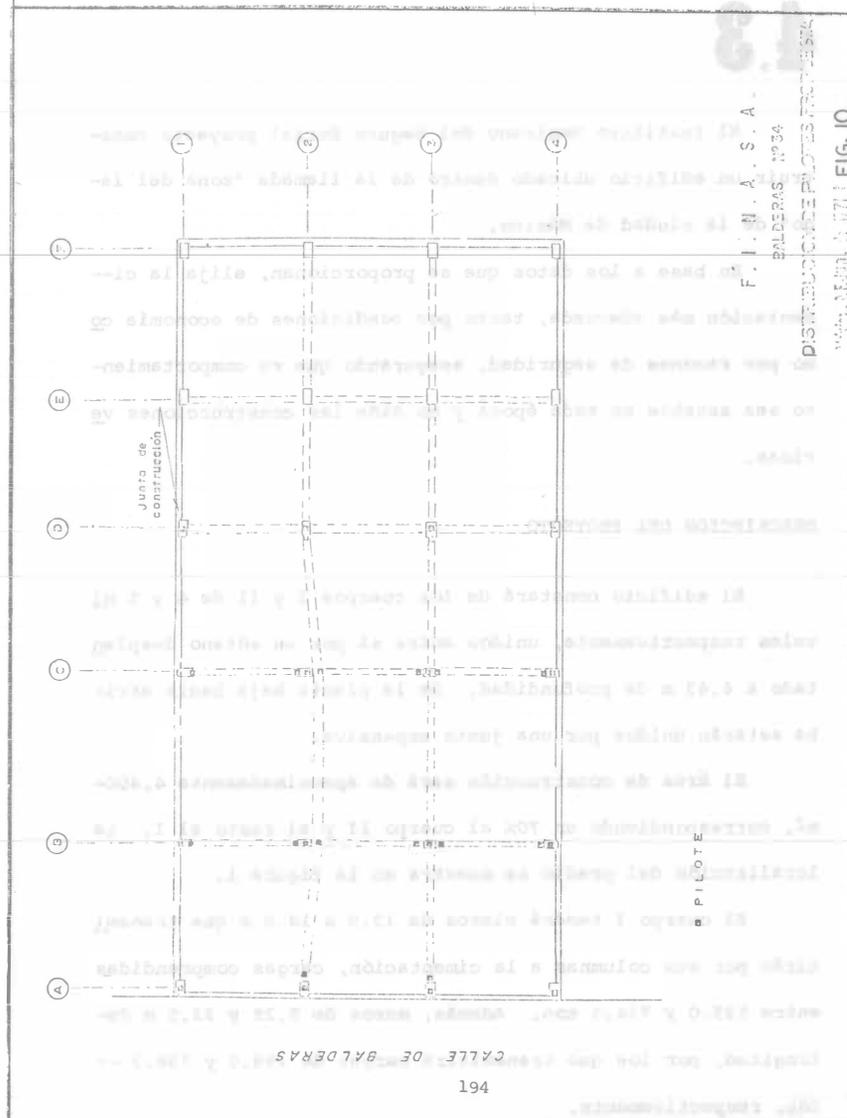
192
CONGRESO NACIONAL DE GEOTECNIA
México, D.F. Junio de 1971
F. I. N. A. S. A.
BALDERAS 1973
S. O. DE T. A. I.
CONGRESO NACIONAL DE GEOTECNIA
Fig. 8

PROF.	RELACION DE SOLIDOS DE		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITES		COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD	PRESION PARA	CARGA DE PRECONSIDERACION	CLASIFICACION
	s_s	s_f	W_i	W_f	G_i	G_f	LIQUIDO	PLASTICO				
m.			%	%	%	%	%	%	$cm^2 kg^{-1}$	$kg cm^{-2}$	$kg cm^{-2}$	
27.05	2.48	6.33	254.9	166.7	99.9	—	212.0	89.4	11.15	2.95	2.55	Arcilla gris verdosa (CH)



ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD

FIG. 9



F. I. N. A. S. A.
BALDERAS N° 34
DISTRIBUCION DE PILOTOS PROYECTADA
MAYO 1971

CALLE DE BALDERAS 30 7770

4.3

El Instituto Mexicano del Seguro Social proyecta construir un edificio ubicado dentro de la llamada "zona del lago" de la ciudad de México.

En base a los datos que se proporcionan, elija la cimentación más adecuada, tanto por condiciones de economía como por razones de seguridad, asegurando que su comportamiento sea estable en toda época y no dañe las construcciones vecinas.

DESCRIPCION DEL PROYECTO

El edificio constará de los cuerpos I y II de 4 y 5 niveles respectivamente, unidos entre sí por un sótano desplazado a 4.43 m de profundidad. De la planta baja hacia arriba estarán unidos por una junta expansiva.

El área de construcción será de aproximadamente 4,400 m², correspondiendo un 70% al cuerpo II y el resto al I. La localización del predio se muestra en la figura 1.

El cuerpo I tendrá claros de 12.0 x 14.0 m que transmitirán por sus columnas a la cimentación, cargas comprendidas entre 525.0 y 714.5 ton. Además, muros de 5.25 y 22.5 m de longitud, por los que transmitirá cargas de 199.0 y 758.3 ton, respectivamente.

El cuerpo II transmitirá una carga de 5,234.0 ton mediante muros (fig. 2).

Cabe mencionar que en el sitio donde se construirá el estacionamiento, actualmente existe uno de un nivel cuya losa de piso está desplazada a 1.65 m bajo el nivel del terreno, transmitiendo al suelo una presión de contacto de 2.2 ton/m², se tiene una compensación de 2.31 ton/m², lo que significa que la estructura actual está sobrecompensada en 0.11 ton/m². Además, en el área en estudio existieron estructuras cimentadas por medio de pilotes de madera. La localización de los mismos no está definida, pero se comprueba su presencia por el emergimiento del terreno en ciertas áreas.

EXPLORACION DEL SUBSUELO

Para conocer la estratigrafía y propiedades del suelo, se llevó a cabo un sondeo a 40.6 m de profundidad. Dicho sondeo (M-1) fue del tipo mixto, con obtención de muestras alteradas e inalteradas. Además, con objeto de determinar las características del manto superficial, se efectuó un pozo a cielo abierto (PCA-1) a 3.0 m de profundidad. La localización de los sondeos se indica en la figura 1.

PRUEBAS DE LABORATORIO

A todas las muestras obtenidas se les efectuaron las -

siguientes pruebas índices: clasificación visual y al tacto, en húmedo y en seco, de acuerdo con las normas del Sistema Unificado de Suelos (SUCS) y contenido natural de agua (W).

Para completar la clasificación SUCS en los materiales, se efectuaron análisis granulométricos en los suelos granulares y en los finos plásticos límites de consistencia líquido

(LL) y plástico (LP). Además, a las muestras inalteradas se les efectuaron las siguientes pruebas especiales para definir sus propiedades mecánicas.

Torcómetro (veleta de laboratorio) (figs. 3 y 4), ensayos de compresión simple (figs. 3, 4 y 5), pruebas de compresión triaxial consolidada rápida (fig. 6) realizados para evaluar resistencias al corte de los suelos. Consolidación unidimensional (fig. 7) y expansividad (fig. 8) para determinar la compresibilidad y expansividad del suelo bajo carga estática y descarga, respectivamente.

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

De acuerdo con la zonificación estratigráfica de la ciudad de México, el predio en estudio se encuentra ubicado dentro de la llamada zona del lago.

Lo anterior se confirma mediante la secuencia estratigráfica que a continuación se describe.

Manto superficial

De 0.0 a 3.2 m en el sondeo M-1 y a 1.20 m en el PCA-1

se encontró un relleno artificial formado por pedazos de tabique y arena. Subyaciendo al relleno detectado en el PCA-1 y hasta 3.0 m apareció un limo gris (MH) con contenido natural de agua (W) de 96%, resistencia al corte determinada por torcómetro de 9.5 ton/m² y en compresión simple de 18.3 ton/m².

Formación arcillosa superior

Entre 3.2 y 35.0 m se muestreó una arcilla gris de alta plasticidad (CH), muy blanda, el contenido natural de agua de este material hasta 22 m de profundidad es mayor que el límite líquido, lo que indica que se trata de suelos preconsolidados de baja resistencia al corte y alta compresibilidad. Respecto a la resistencia al corte (medida con torcómetro) se tiene una cohesión media de 3.2 ton/m² y en compresión simple de 2.5 ton/m². Respecto a la compresibilidad, el módulo de variación volumétrico M_v varía de 0.034 a 0.075 cm²/Kg para las presiones efectivas y de sobrecarga a que estará sujeto el suelo. El módulo de expansividad M_{ev} varía de 0.11 a 0.011 cm²/Kg para las descargas producidas por las excavaciones que se llevarán a cabo.

Intercalados a las profundidades 4.8, 12.3, 13.2 y 28.8 m se encuentran pequeñas lentes de arena fina limosa, cuyo espesor es de 0.20 m de profundidad.

A 20.1 y 22.9 m se encuentran intercalados estratos li

mo-arcillosos de 0.5 m de espesor, finalmente, a 22.2 y 30.0 m existen pequeñas lentes de vidrio volcánico y fósiles, respectivamente.

Primera capa dura

Entre 35.0 y 38.30 m se muestreó un limo arcilloso

(CH-MH) muy duro, con un contenido de agua de 80%, resistencia al corte definida con torcómetro de 7.0 ton/m² y con ensayos de compresión triaxial consolidada rápida de $C = 6.0$ ton/m² y $\phi = 20^\circ$.

Formación arcillosa inferior

De 38.3 a 40 m se muestreó arcilla verdosa de alta plasticidad (CH) de muy blanda a firme, la cohesión media medida con torcómetro es de 5.0 ton/m² y en compresión simple de 3.2 ton/m². Respecto a la compresibilidad, el módulo de variación volumétrico (Mv) es de 0.40 cm²/Kg. El módulo de expansividad es de 0.011 cm²/Kg.

Depósitos profundos

De 40.0 a 41.0 m se muestreó vidrio volcánico duro, con un contenido de agua (W) de 50%.

El N.A.F. se encontró a 3 m de profundidad. El predio se encuentra dentro de una zona afectada por preconsolidación, a causa de la presencia de pilotes de madera que tiempo atrás soportaron a otros edificios. El descenso regional

de la zona debido al hundimiento inducido por la extracción de agua en pozos de bombeo en la ciudad de México es de 10 cm/año.

Solución

1. CIMENTACION

De acuerdo con los datos del proyecto, los cuerpos I y II transmitirán a la cimentación sobrecargas de 7.15 y 6.95 ton/m², respectivamente, considerando la baja resistencia al corte y alta compresibilidad del subsuelo, así como la presencia errática de pilotes de madera en el predio en estudio, se presentan las siguientes alternativas de cimentación:

- Cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción.
- Cimentación parcialmente compensada con pilotes de control.

La cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción, sigue al hundimiento regional de la zona, puede compensar parte de la descarga y el resto transmitirla a pilotes de adherencia o fricción para cumplir con la condición de equilibrio del edificio. Sin embargo, se presenta la incertidumbre del comportamiento que pudieran tener los pilotes debido a la existencia previa de pilotes de madera en el lugar.

La cimentación parcialmente compensada con pilotes de control, sigue el hundimiento general que existe en la zona, por lo tanto, no se tendrán problemas de emergimiento con el tiempo, ni se provocarán daños en las estructuras vecinas, - puede compensar parte de las descargas y el resto transmitirlo a pilotes de control para cumplir con la condición de --- equilibrio del edificio; los asentamientos serán prácticamente nulos; sin embargo, la cimentación requiere de una conservación continua, pues en caso contrario a largo plazo los pilotes trabajarán de punta bajo una condición más crítica que la considerada en el diseño.

De lo anterior se concluye que la solución más adecuada es una cimentación parcialmente compensada con pilotes de control desplantados a 41.00 m de profundidad, hincados 1.00 m en la segunda capa dura.

Considerando una excavación de 5.12 m (profundidad --- obligada por desplante del cajón de cimentación en ambos --- cuerpos) se tiene una compensación de 6.54 ton/m^2 , quedando una sobrecarga de 0.50 ton/m^2 en ambos cuerpos, que se transmite a los pilotes de control.

1.1 Capacidad de carga

Para el cálculo de la capacidad de carga se aplica la expresión simplificada de Meyerhof (ref. 7) para suelos granulares, definida por la siguiente expresión:

$$Q_d = (\gamma D N'q) A_b$$

en donde:

Q_d = capacidad de carga a la falla por punta, en ton

γD = presión efectiva al nivel de desplante del pilote, en ton/m^2

$N'q$ = factor de capacidad, que depende del ángulo de fricción interna ϕ , adimensional

A_b = área de la base o punta del pilote, en m^2

Debido al hundimiento del Valle de México, a la capacidad de carga así obtenida, se le resta el efecto de la fricción negativa de acuerdo al criterio de L. Zeevart (ref. 8).

La capacidad de carga admisible o de trabajo de los pilotes, se calcula afectando la capacidad de carga a la falla de un factor de seguridad.

La capacidad de carga última para pilotes de 0.4 m de diámetro desplantados a 41.0 m de profundidad es la siguiente:

$$\text{Si: } \gamma D = 14.34 \text{ ton/m}^2$$

$$A_b = 0.1256, \text{ m}^2$$

Para

$$N = 60, \phi = 30^\circ, N'q = 115$$

(N se obtiene aplicando la corrección del ALPAN para suelos confinados)

$$Q_d = (14.34 \times 115) (0.1256) = 207 \text{ ton}$$

Fricción negativa

Aplicando el criterio de L. Zeevart para valuar la sobrecarga debida a la fricción negativa, tenemos:

$$F_n = \int_0^h \bar{w} s dz$$

(ref. 8, pág. 331)

o bien:

$$F_n = \frac{m}{n} \int_0^h P_v dz$$

en que:

F_n = fricción negativa, en ton

$\bar{w} = \pi D$ = perímetro del pilote, en m

$s = (K_o \tan \theta) P_v$ = resistencia límite al esfuerzo --
cortante a lo largo del pilote

$m = \bar{n} \cdot w \cdot K_o \tan \theta$

n = número de pilotes por unidad de superficie

P_v = presión efectiva actuando la fricción negativa

Para el caso en que la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo del pilote sea necesario representarla por la siguiente expresión:

$$s_z = c_z' + (K_o \tan \theta_z) P_{v_z}$$

Y que P_{v_z} no sea constante o simple de expresar en función de "z", podrá resolverse sin dificultad por el procedimiento de iteraciones sucesivas utilizando las siguientes expresiones:

$$a) s_z = c_z' + (K_o \tan \theta) P_{v_z}$$

$$b) \Delta(F_n)_z = \bar{w} \cdot s_z \cdot \Delta Z$$

$$c) P_{v_z} = P_{o_z} - \bar{n} \sum_0^z \Delta(F_n)_z$$

En el presente estudio, el valor debido a la fricción negativa fue igual a 14 ton.

Considerando un factor de seguridad del orden de 3, la capacidad de carga admisible de los pilotes es la siguiente:

$$Q_a = \frac{Q_d}{3} - F_n = \frac{207}{3} - 14 = 55 \text{ ton/pilote}$$

Para calcular el número de pilotes que requiere la estructura, se dividirá la descarga neta en los pilotes entre la capacidad admisible, por pilotes (ref. 2).

$$\text{Número de pilotes} = \frac{\text{Descarga neta en los pilotes}}{Q_a/\text{pilotes}}$$

CUERPO I

Descarga neta en los pilotes = $w_n \times \text{área} = 0.5 \times 1320 = 660 \text{ ton}$

$$\text{Número de pilotes} = \frac{660}{55} \hat{=} 12 \text{ pilotes}$$

CUERPO II

Descarga neta en los pilotes = $w_n \times \text{área} = 0.5 \times 3080 = 1,540 \text{ ton}$

$$\text{Número de pilotes} = \frac{1540}{55} \hat{=} 28 \text{ pilotes}$$

El número de pilotes puede aumentar o disminuir, de acuerdo a sus condiciones de equilibrio. Por tratarse de un problema estructural no entra en el presente estudio.

2. CONCLUSIONES

De acuerdo con los trabajos efectuados para definir la cimentación más adecuada para el inmueble en estudio desde

los puntos de vista de economía y seguridad, se concluye lo

siguiente:

a) La cimentación será parcialmente compensada con pilotes de control.

b) El cajón de concreto se desplantará a 5.12 m de profundidad respecto al nivel del terreno.

c) Los pilotes serán de 40 cm de diámetro y se desplantarán a 41 m de profundidad.

d) La capacidad de carga de trabajo de los pilotes será de 55 ton.

3. RECOMENDACIONES

Tomando en consideración la proximidad de construcciones adyacentes, así como los problemas inherentes durante la construcción, se recomienda el siguiente procedimiento de construcción.

3.1 Hincado de pilotes

Antes de realizar la excavación para alojar el cajón de cimentación, es necesario hincar los pilotes de concreto, realizando previamente una perforación de 40 cm de diámetro, obteniendo con ello las siguientes ventajas:

a) Al hincar los pilotes previamente a la excavación se disminuyen las expansiones que se presentan durante su ejecución.

b) La perforación previa al hincado garantiza la verticalidad de los pilotes y minimiza las alteraciones del subsuelo.

La perforación se estabilizará con bentonita, que será expulsada para hincar los pilotes por una o dos ranuras que se harán en el cuerpo de los mismos; estas ranuras podrán ser a través de sección trapecial de 6 cm de base mayor, 4 cm de base menor y 4 cm de altura, aproximadamente.

La perforación previa conviene llevarse hasta la profundidad de desplante del pilote.

Posteriormente, se procederá con el hincado de los pilotes al "rechazo" hasta apoyar su punta aproximadamente a 41.0 m de profundidad; se entiende por "rechazo" cuando el pilote que se esté hincando penetre 2 cm en la capa dura con 10 golpes del martillo de hincado.

Los pilotes se hincarán con la ayuda de un seguidor para que su cabeza quede situada del orden de 4.5 m abajo del nivel del terreno.

Respecto a la colocación de los pilotes, estos deberán distribuirse proporcionalmente a las cargas que transmiten - muros y columnas, con objeto de evitar cualquier posible excentricidad, que se traduciría en movimientos diferenciales-

de la estructura.

La separación mínima entre los pilotes debe ser cuando menos tres veces su diámetro de centro a centro.

3.2 Protección de las colindancias

La excavación deberá iniciarse en la parte centro del predio en franjas, dejando los taludes perimetrales de 0.5:1 con objeto de restringir las expansiones durante la construcción.

No se deberá atacar una franja si no se tiene colada cuando menos la losa de piso de la franja anterior.

3.3 Abatimiento del nivel freático

Tomando en cuenta las dimensiones del terreno y la presencia del NAF a 3.0 m respecto al nivel del terreno, para poder alojar el cajón a 4.48 m de profundidad será necesario abatirlo mediante pozos cuyo sistema de bombeo mantenga el nivel del agua dinámico a 6 m de profundidad, aproximadamente, de esta manera se logrará el abatimiento del NAF por debajo del fondo de la excavación; ésta podrá llevarse a cabo prácticamente en seco.

3.4 Lastre

Inmediatamente después que se haya terminado la construcción del cajón de cimentación, deberá irse lastrando con arena y colinas, con objeto de evitar cualquier posible expansión que se traducirían en asentamientos.

mientos cuando se tenga terminada la estructura. La cantidad de lastre por colocarse se controla por medio de nivelaciones conforme avance la construcción.

3.5 Filtraciones

Será indispensable que el cajón de cimentación quede perfectamente impermeabilizado, con el fin de evitar filtraciones en el mismo.

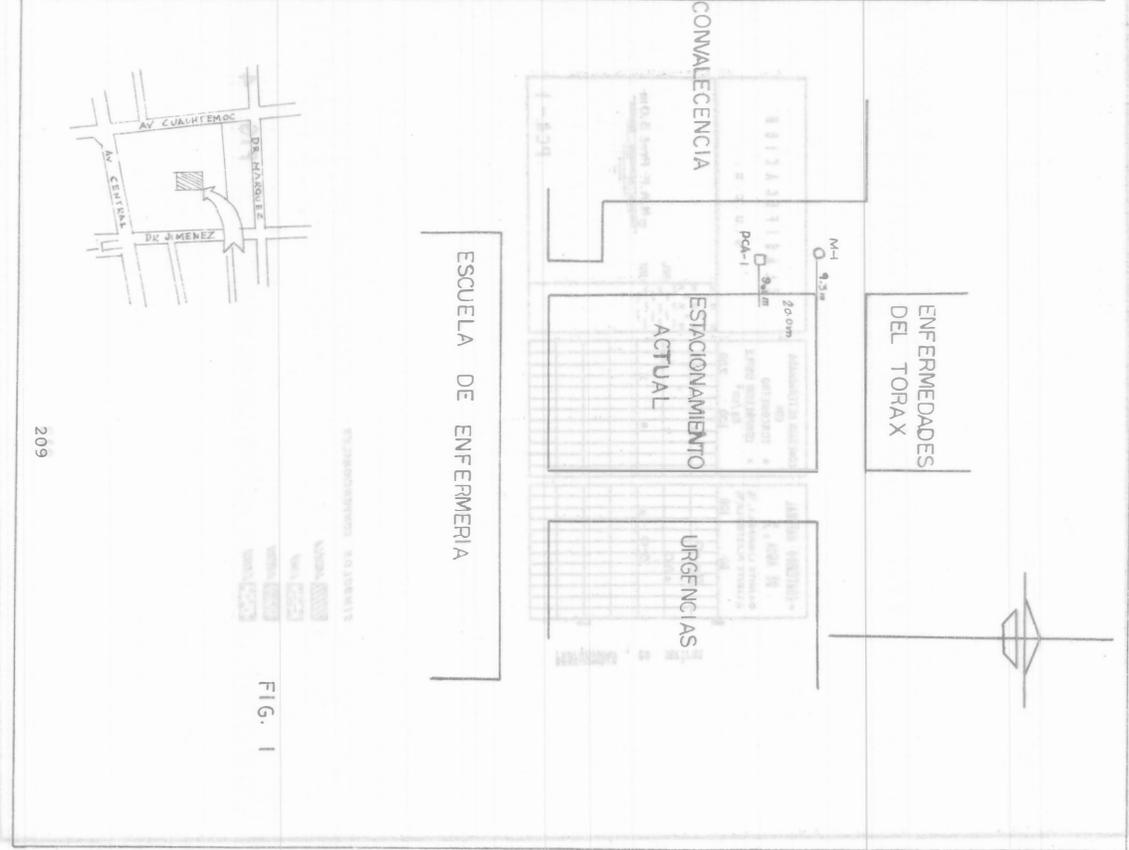


FIG. 1

209

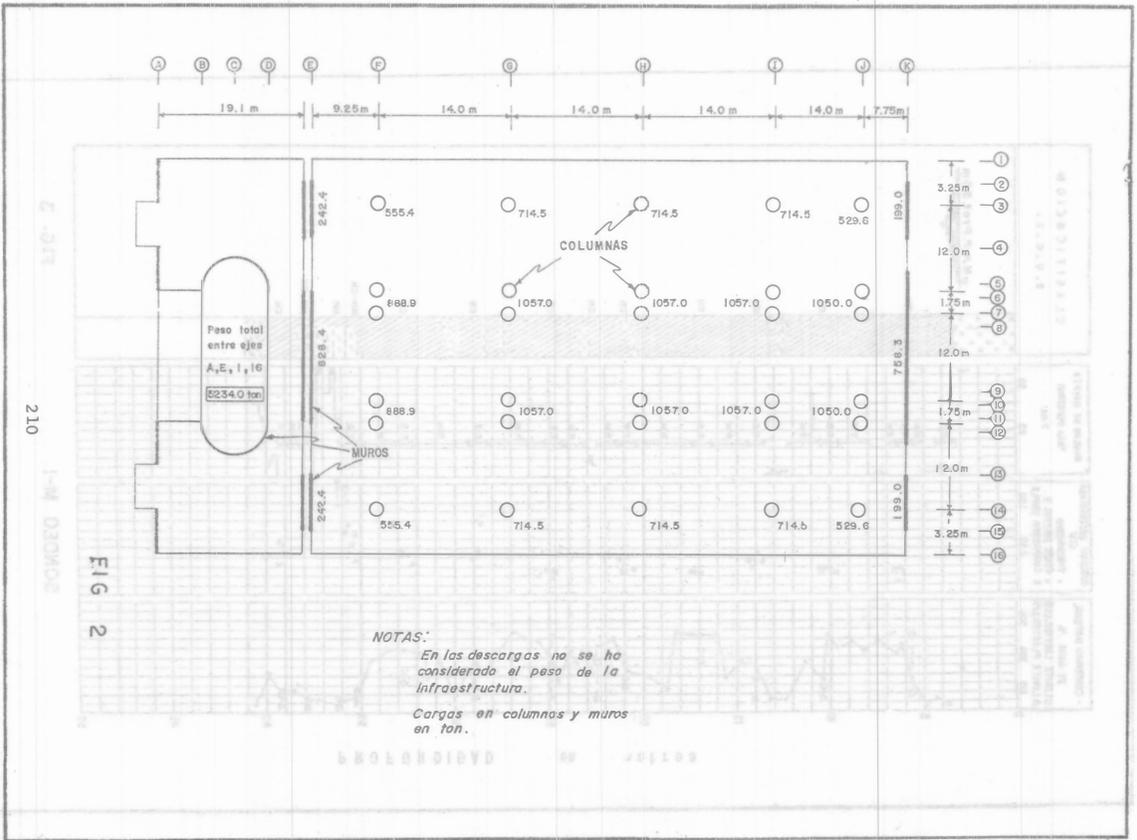


FIG. 2

210

NOTAS:

En las descargas no se ha considerado el peso de la infraestructura.

Cargas en columnas y muros en ton.

CONSEJO DE INGENIEROS Y ARQUITECTOS DE GUATEMALA

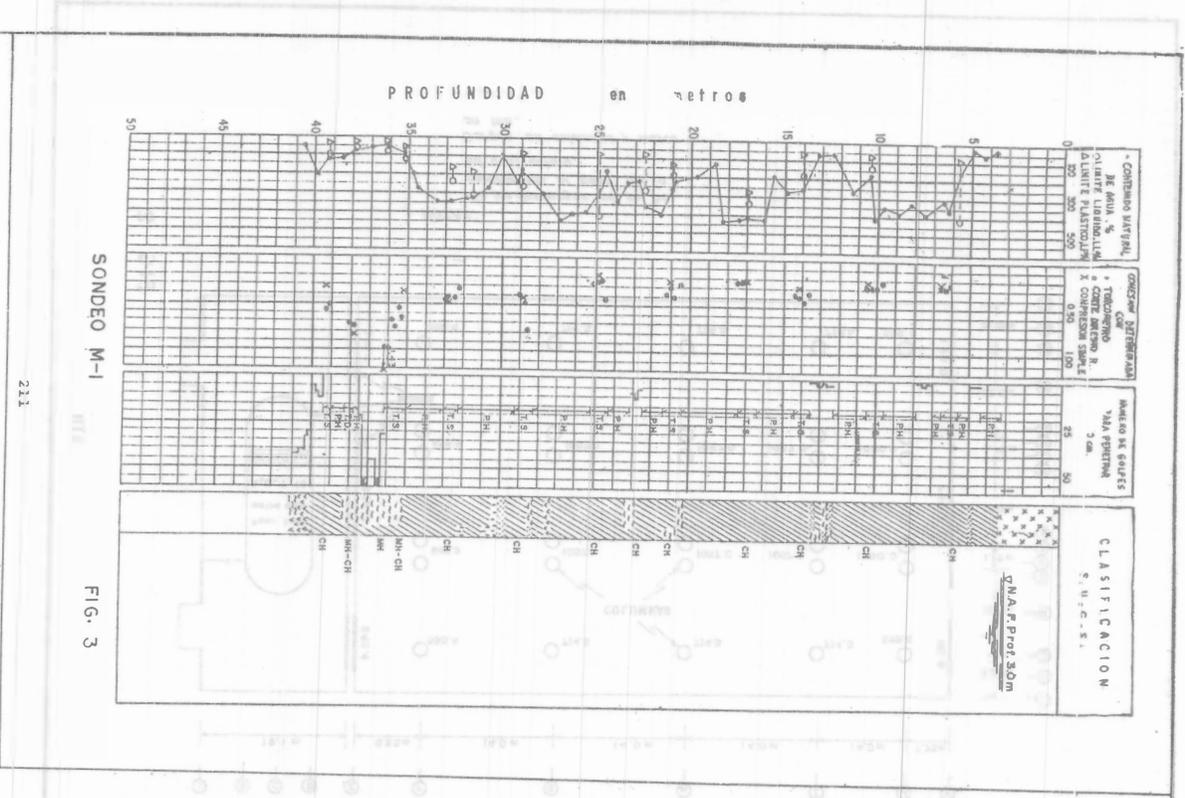


FIG. 3



FIG. 4

SONDEO	ELEVACION MEDIA	DENSIDAD DE LOS SÓLIDOS	RELACION DE VACIOS INICIAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	GRADO DE SATURACION INICIAL	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE	DEFORMACION A LA RUPTURA	PESO VOLUMETRICOS		CLASIFICACION S.U.C.S.	
		s_s	e_i	W	G_L	G_r	δ_r	γ_h	γ_s		
	m.	—	—	%	%	kg cm ⁻²	%	kg m ⁻³	kg m ⁻³		
PCA-I	0.80	2.51	2.08	40.6	50.2	0.34	1.03	1172	834	Limo gris (MH)	
	1.80	2.63	1.34	40.2	78.9	7.78	0.86	1575	1124	Limo gris (ML)	
	2.80	2.47	2.08	78.8	93.6	3.66	1.23	1433	801	Limo gris (MH)	
M-I	6.50	2.32	8.68	364.2	97.3	0.47	2.48	1112	240	Arcilla gris (CH)	
	10.40	2.51	4.15	161.6	97.7	0.45	2.54	1274	487		
	14.10	2.40	5.23	217.1	99.6	0.57	1.93	1221	385		
	17.00	2.26	9.12	409.2	101.4	0.47	1.48	1138	223		
	21.00	2.43	4.33	173.0	97.1	0.48	1.91	1245	456		
	24.90	2.38	8.68	362.5	98.2	0.39	3.37	1123	243		
	28.80	2.38	5.64	233.9	98.7	0.83	1.94	1196	358		
	32.90	2.43	7.44	304.9	99.6	0.97	2.46	1166	258		
	35.23	2.18	2.17	97.7	98.0	0.75	3.70	1360	688		Arcilla limosa (MH-CH)
	36.15	2.40	1.09	43.4	95.5	2.87	1.57	1643	1146		Limo gris (MH)
	37.90	2.52	1.92	71.8	94.1	1.65	2.84	1482	863		Arcilla limosa (CH-MH)
39.30	2.48	2.57	99.4	96.0	0.65	2.88	1383	694	Arcilla gris (CH)		

SONDEOS PCA-I Y M-I

RESULTADOS DE ENSAYES EN COMPRESION SIMPLE

FIG. 5

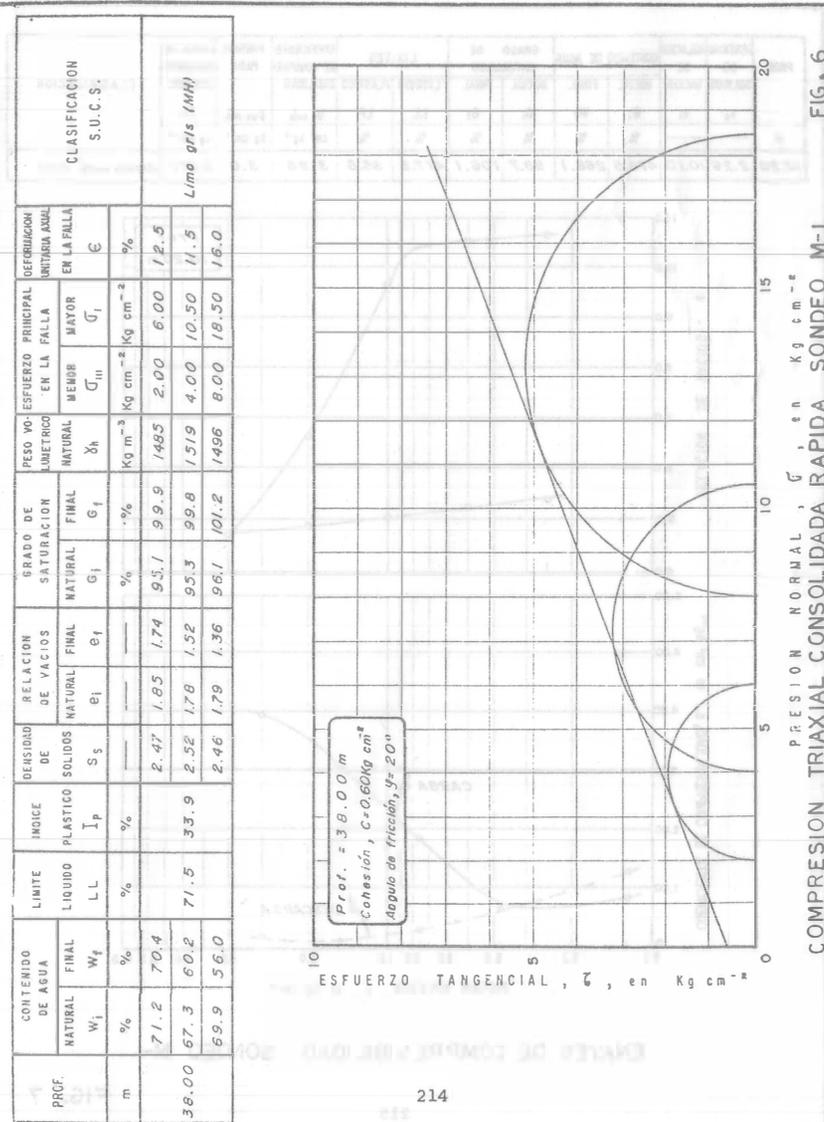
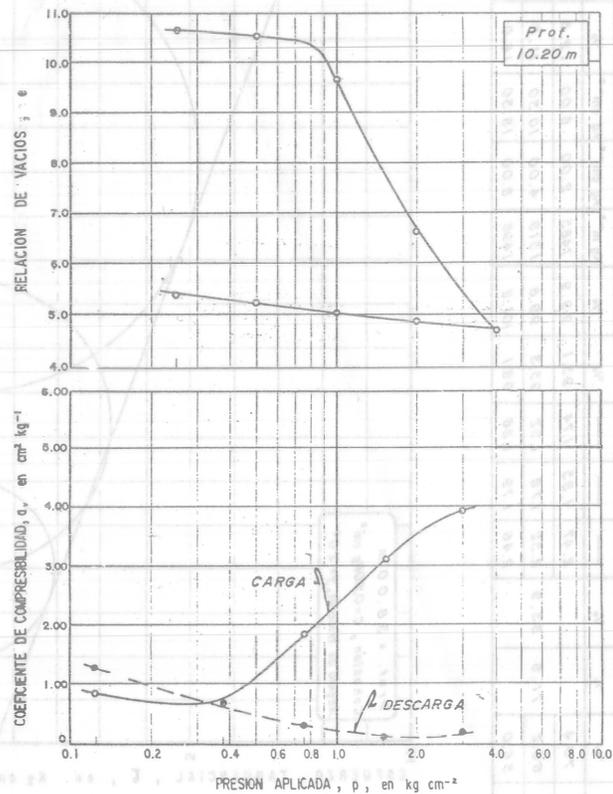


FIG. 6

COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA SONDEO M-I

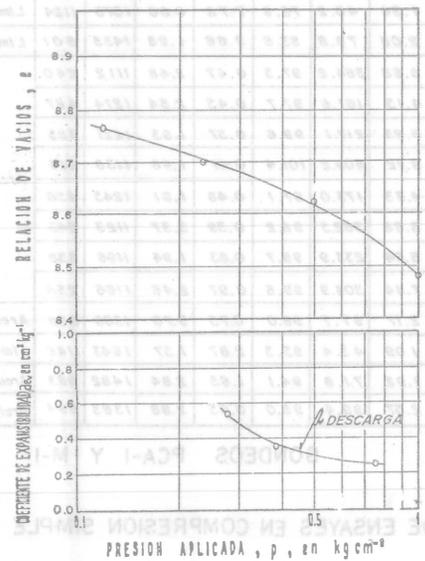
PROF.	DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS	CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITES		COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD	PRESION PARA PRECONSO-LIDACION	CARGA DE PRECONSO-LIDACION	CLASIFICACION
			INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	LIQUIDO	PLASTICO				
m.	ρ_s	e_i	W_i	W_f	G_i	G_f	LL	LP	a_v mdx	P_{av} mdx	P_c	
			%	%	%	%	%	%	$cm^2 \cdot kg^{-1}$	$kg \cdot cm^{-2}$	$kg \cdot cm^{-2}$	
10.20	2.26	10.10	479.5	268.1	98.7	106.1	477.5	95.5	3.98	3.0	0.870	Arcilla café (CH)



ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD SONDEO M-I

FIG. 7

ELEVACION MEDIA	DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS	CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE DE PLASTICIDAD	COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD	CARGAS DE PRECONSO-LIDACION	CLASIFICACION
			INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL						
m.	ρ_s	e_i	W_i	W_f	G_i	G_f	LL	LP	I_p	a_v mdx	P_{av} mdx	P_c
			%	%	%	%	%	%		$cm^2 \cdot kg^{-1}$	$kg \cdot cm^{-2}$	$kg \cdot cm^{-2}$
6.3	2.37	2.47	377.1	381.5	99.9	101.8	265.6	81.9	183.7	0.57	0.19	Limo arcilloso (MH-CH)



ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD SONDEO M I

FIG. 8

Se proyecta construir una planta industrial localizada en Santa Clara, Estado de México. El predio en estudio está limitado por las calles de Plásticos, Canal del Risco y Calzada de la Laguna

El conjunto estará constituido por los siguientes edificios e instalaciones:

- a) Edificio de proceso, b) edificio de oficinas, c) tanques de combustible, d) edificio de calderas, e) cisterna, v f) tanque elevado.

Determine el tipo de cimentación para cada caso, capacidad de carga, asentamientos, profundidad de desplante y dimensiones.

De las recomendaciones adecuadas para su diseño y construcción, en base a los datos que a continuación se detallan.

DESCRIPCION DEL PROYECTO

La localización y posición de cada uno de los elementos de la planta industrial se muestran en la figura 1.

a) Edificio de procesos

Se localiza en el área 1, ocupando una superficie de 25 m de largo por 12.4 m de ancho. Su altura será de aproximadamente 13 m. La estructura será de acero con pisos de

concreto reforzado. El edificio tiene tres zonas donde el número de pisos es diferente, siendo estos de 4, 2 y 1 piso. Este último queda en la parte central y los otros en los extremos derecho e izquierdo, respectivamente. Esta estructura obedece a las instalaciones y equipos que contendrá.

Las descargas al subsuelo son variables, siendo mayores en las dos crujiás extremas, lugar donde el edificio consta de cuatro niveles, intermedias en la crujiá donde consta de dos niveles y menores en las dos crujiás centrales, donde sólo habrá un nivel. En la figura 2 se indican las dimensiones del edificio, la magnitud y distribución de las descargas en cada columna en la planta baja. La carga viva tiene valores elevados según se indica en el corte vertical. Para análisis de asentamiento, los valores de la figura 2 se redujeron un 20%.

b) Edificio de oficina

El área 2 se destinará al edificio de oficinas, que como se puede ver en la figura 2, estará anexo al de procesos, ocupando una superficie de 5.0 por 12.4 m. La estructura constará de cuatro niveles y será construida de manera semejante al edificio contiguo.

Las descargas se indican en la figura 2; estos valores se obtuvieron utilizando el reglamento del Distrito Federal en sus capítulos XXII y XXIV, tanto para determinar la capacidad de carga (C.M. + C.V.) como para el análisis de asentamiento.

miento (C.M. + C.V. reducida).

c) Tanques de combustible

El área 3 está destinada a los tanques, abarcando una superficie de 27.25 m de largo por 13.25 m de ancho, en donde se alojarán seis tanques; dos de 4.7 m, dos de 3.5 m, y los dos restantes de 2.75 m de diámetro. Su alturas serán de 4.0 m, 3.5 m y 3.0 m, respectivamente, desplantados a partir de la superficie del terreno. Su estructura será de concreto.

En lo que respecta a la magnitud de las descargas, éstos tendrán un peso total que variará de 85 ton para los de mayor diámetro, de 46 ton para los intermedios y de 25 ton para los menores. La presión que transmitirán los tanques es de 5.0 ton/m², 4.85 ton/m² y 4.2 ton/m², respectivamente, cuando se encuentren llenos; cuando estén vacíos tendrán pesos de 37.6 ton, 22.4 ton y 14 ton, y sus descargas unitarias serán de 2.15, 2.3 y 2.35 ton/m², respectivamente.

d) Edificio de calderas

El área 4 destinada al edificio de calderas tiene una superficie de 12.4 m de ancho por 24 m de largo. El edificio tendrá una sola planta. Las calderas son ligeras de peso y se instalarán en el piso.

Las descargas al subsuelo serán del orden de 2.5 ton/ml en los muros perimetrales.

e) Cisterna

El área 5 de 10 x 10 m estará ocupada por una cisterna, cuya capacidad será de 200 m³ para almacenamiento de agua, con tirante máximo de 2.1 m. La estructura será enterrada; tanto los muros de contención como la losa serán de concreto.

En la cisterna su peso unitario cuando esté vacía será de 1.4 ton/m² y llena de 3.5 ton/m².

f) Tanque elevado

En el cuadro 6 se erigirá un tanque elevado, el cual tendrá una altura de 40 m con respecto a la superficie. Su capacidad de almacenamiento será de 100 m³. Este tanque descansará en una estructura de acero de tres apoyos.

Las descargas a los apoyos tomando en cuenta que estos son tres colocados como vértices de un triángulo equilátero de 9 m de lado, la descarga axial del tanque lleno, más estructura, por apoyo, es de unas 40 ton; las fuerzas horizontales producidas por sismo o viento originan fuerzas de tensión y compresión que pueden ser del mismo orden de magnitud

o mayores que las debidas al peso propio para tanque lleno; para este caso las debidas a sismo son de ± 84 ton aproximadamente por apoyo paralelo a uno de los lados del triángulo, que es el sentido más desfavorable en que actuará el sismo.

CARACTERISTICAS DEL LUGAR

Desde el punto de vista topográfico, se pudo observar-

que existe un desnivel máximo aproximadamente de 1 m, con respecto a la superficie y hacia el lago de Texcoco.

Por lo que respecta a su localización geológica, se observó que se encuentra en las estribaciones del Vaso de Texcoco, que como se conoce está constituido por suelos arcillosos lacustres de ceniza volcánica, con una consistencia blanda a media muy compresible, con un espesor de 10 a 25 m y un grado de saturación de 100% en la formación arcillosa superior. La formación arcillosa inferior se confunde en esta zona y sus características son semejantes a la superior, sólo que con una consistencia de media a dura y un espesor de 5 a 15 m. El manto superficial contiene rellenos artificiales, limo-arenosos y arcillas limosas de consistencia variable, la capa dura contiene capas de arena limosa, arcillas arenosas y arenas cementadas muy compactas. Los depósitos profundos contienen capas de arena, arenas y gravas, arenas limosas, limos y arcillas compactas.

Una característica muy importante que se observó en este predio es que existen grietas de tensión producidas súbitamente al formarse una lámina de agua con el primer aguacero fuerte de la temporada de lluvias, sobre la superficie de un suelo arcilloso saturado, de gran extensión y profundidad, que ha estado expuesto a fuerte evaporación superficial; estas grietas pueden ser anchas, de varios centímetros, de gran longitud y profundidades de muchos metros.

La grieta que alcanza mayor longitud tiene 260 m; las otras, aunque no son de gran longitud, sí son anchas, de 1 m aproximadamente. En la figura 1 se indica la posición de cada una de ellas.

El terreno sufre un hundimiento general que llega a alcanzar 20 cm por año, según se ha deducido del desplazamiento con respecto a ademes de pozos profundos de extracción en el lugar.

EXPLORACION DEL SUBSUELO

Para obtener las propiedades del subsuelo se realizaron en los sitios mostrados en la figura 1, cuatro sondeos, uno de penetración estándar y tres de tipo mixto, combinando pruebas de penetración con la obtención de muestras inalteradas con tubo Shelby de 10 cm de diámetro.

El sondeo de penetración estándar (SP) se llevó hasta 35.2 m de profundidad y los sondeos de tipo mixto SM-1, SM-2 y SM-3 hasta 35.2, 9.25 y 8.20 m, respectivamente.

En las gráficas respectivas de las figuras 3 a 6 se reporta la variación con la profundidad de la resistencia del suelo, en función del número de golpes requeridos para hincar los 30 cm intermedios del penetrómetro estándar.

En los sondeos se utilizó ademe hasta 10.8 m de profundidad, debido a la presencia de limos con alto contenido de microfósiles, no cohesivos.

El nivel freático se encontró a una profundidad media de 6.5 m.

ENSAYES DE LABORATORIO

Para determinar las propiedades índice y mecánicas del subsuelo se realizaron varios tipos de pruebas; éstas se obtuvieron de las muestras extraídas en los cuatro sondeos.

El primer sondeo de penetración estándar (SP) era de carácter exploratorio, se recuperaron muestras de tipo representativo, y se les determinó su contenido de humedad y con el número de golpes dados para atravesar los estratos con el muestreador se comprobó que la resistencia al corte del terreno es baja. La clasificación de los estratos se muestra en la figura 3.

Las muestras representativas se utilizaron para determinar el contenido de humedad y los valores de los límites de Atterberg para la clasificación de suelos en la Carta de Plasticidad. Estas pruebas de límites de plasticidad se realizaron con muestras extraídas del sondeo SM-1, los ensayos fueron cuatro, recuperadas a las profundidades de 2.15, 5.0, 8.95 y 22.45 m, respectivamente.

Para determinar las propiedades gravimétricas y volumétricas tales como relación de vacíos, peso volumétrico, densidad de sólidos y grado de saturación, se realizaron prue-

bas con muestras inalteradas; del SM-1 se hicieron ocho pruebas comprendidas entre 2.15 y 22.45 m de profundidad; del SM-2 y SM-1 se realizaron cuatro pruebas, las profundidades fueron 3.70, 9.20, 2.35 y 8.15 m, respectivamente (figs. 4 a 6).

Para determinar las propiedades mecánicas del subsuelo, o sea, la resistencia al corte y consolidación, se realizaron pruebas de compresión no confinada y triaxial de tipo rápido.

La última prueba que se realizó en este estudio fue la de consolidación, que consiste en determinar el decremento de volumen y la velocidad con que ese decremento se produce en un espécimen de suelo confinado y sujeto a una carga axial. La presión y cambios de volumen proporcionan los datos para trazar las curvas de compresibilidad, sus ensayos aparecen en las figuras 7 a 10.

Los incrementos de carga a que fueron sometidas las probetas fueron los siguientes: 0.25, 0.5, 1.2, 4 y 8 Kg/cm², permitiéndoseles la consolidación primaria.

En las primeras figuras aparecen las gráficas de coeficiente de compresibilidad contra la presión aplicada.

Todas las muestras fueron ensayadas en compresión triaxial y consolidación con su grado de saturación natural.

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

La capa superficial está constituida por un estrato arcillo-limoso y limo-arenoso con microfósiles de consistencia blanda a media, según el número de golpes, con un alto contenido de agua mayor en unas partes de 300%. Este estrato tiene dimensiones entre 2 y 4 m.

La formación francamente compresible subyace a la capa superficial, hasta una profundidad de 22.5 m. Esta capa se encuentra constituida por estratos limosos con gran contenido de microfósiles y estratos arcillosos en menor escala con algunos lentes limo-arenosos, de compacidad media a alta. Esta formación arroja contenidos de agua en algunos casos mayores de 400%; su densidad de sólidos es alrededor de 2.5; su relación de vacíos varía entre 3.5 y 11.5; su peso volumétrico medio es de 1220 Kg/cm³. Su resistencia a la compresión no confinada tiene valores comprendidos entre 0.25 y 1.37, siendo su valor medio de 0.70 Kg/cm². En las pruebas de compresión triaxial rápida se obtuvieron valores para la cohesión aparente entre 0.25 y 0.9 Kg/cm², con un ángulo de fricción igual a cero.

Se llega a la conclusión de que son estratos muy compresibles, ya que para presiones de 1 Kg/cm², el coeficiente de compresibilidad alcanza, en algunos casos, valores de 2 - Kg/cm².

La capa resistente se encuentra entre 22.5 y 28 m de profundidad, y está constituida por estratos limo-arenosos, vidrio volcánico y arcilla limosa bien cementada. Para avanzar se tuvo que utilizar trepanos y agua a presión. La segunda formación compresible localizada abajo de la capa resistente, está de los 29 m a 32.5 m de profundidad.

Está constituida por arcilla limosa con microfósiles, limo y arcilla. El contenido de agua media es de 180%, su compresibilidad no es tan grande como la formación superior.

Otra capa resistente se localiza de los 32.5 m hasta donde se llevó el sondeo que son 35.5 m.

Solución

1. ANALISIS DE LAS CIMENTACIONES

1.1 Criterio de elección de las cimentaciones

A continuación se analiza la cimentación de los diferentes cuerpos, tomando en cuenta los factores impuestos por su estructura, el subsuelo, costos y problemas de construcción. Considerando además para el diseño de las cimentaciones tanto superficiales como profundas las limitaciones por asentamiento y resistencia al corte.

1.1.1 Edificio de procesos

Debido a la geometría de la estructura, podemos decir

las cargas que tienen una distribución irregular.

La cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción, sigue al hundimiento general, es apropiada para soportar el efecto de las grietas de tensión, y puede compensar las cargas en la parte más solicitada, para cumplir con la condición de equilibrio del edificio. La retícula de la cimentación puede diseñarse para soportar esfuerzos de tensión.

1.1.2 Edificio de oficinas

Considerando que esta estructura se encuentra anexa al edificio de procesos, es conveniente cimentarla en igual forma, transmitiendo su carga excedente a pilotes de fricción.

1.1.3 Tanques superficiales

Considerando que en este tipo de estructura siempre se presentan dos problemas al mismo tiempo por resolver, ya que cuando el tanque está lleno transmite unas descargas y cuando está vacío transmite otras, de diferente magnitud. Cuando está lleno las descargas son grandes, del orden de 4.2, 4.85 y 5.00 ton/m². Para estas descargas se tendrá que evitar los incrementos de presión para reducir al mínimo los asentamientos. Esto puede evitarse con una cimentación compensada, pero surge otro problema, cuando el tanque se en-

que su rigidez es baja en el sentido longitudinal. A causa de esto y a que el suelo es altamente compresible, pueden presentar deformaciones diferenciales por lo que se requiere de una subestructura rígida para reducirlos, especialmente debido a la presencia de maquinaria.

Las alternativas de cimentación en este caso son las siguientes:

- a) Pilotes apoyados en la punta
- b) Cimentación totalmente compensada
- c) Cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción

Los pilotes de punta desarrollan su capacidad de carga principalmente en la base, actuando como columnas que transmiten su descarga al estrato resistente.

Tomando en cuenta el hundimiento general de la superficie del terreno, puede decirse que la estructura emergerá con el tiempo, provocando desniveles con la banqueta y las otras estructuras por cimentar. Por lo que se requiere de una cimentación que siga con la misma velocidad al hundimiento general. Podría recurrirse a pilotes con dispositivos de control, pero estos tienen varias desventajas.

La cimentación totalmente compensada, aunque es apropiada para evitar los efectos de las grietas de tensión y sigue al hundimiento general del subsuelo, no es apropiada por

cuenta vacío las descargas son del orden de 2.15, 2.30 y -- 2.35 ton/m². Por lo tanto, la forma en que se puede resol-- ver es compensado para tanque vacío más una descarga adicio-- nal tal que evite expansiones en lo mínimo. El excedente de carga cuando se encuentra lleno puede transmitirse a pilotes de adherencia o fricción. Puesto que este tipo de cimenta-- ción es semejante a la anterior, se pueden evitar los facto-- res impuestos tanto por la estructura como por el subsuelo.

1.1.4 Edificios de calderas

Tomando en cuenta que las descargas producidas por la estructura de una planta son muy bajas, del orden de 2.5 --- ton/m, sobre los muros perimetrales, se puede recurrir a un-- tipo de cimentación superficial como zapatas corridas refor-- zadas con una trabe para absorber la tensión producida por - las grietas, desplantarlas a una profundidad mínima de 1 m.

1.1.5 Cisterna

Como se indicó anteriormente, este tipo de estructura debe construirse bajo el terreno natural; la cimentación ade-- cuada es del tipo compensado.

El criterio que se sigue para la elección de la cimen-- tación depende de cuando se encuentra llena y vacía la cisen-- terna.

Cuando el tanque se encuentre lleno y tenga un peso - unitario del orden de 3.5 ton/m², deberá compensarse una par

te del peso hasta donde produzca descargas netas bajas y --- cuando el tanque se encuentre vacío, con peso unitario de -- 1.4 ton/m² la carga sobrecompensada no sea alta.

1.1.6 Tanque elevado

Dependiendo de los factores impuestos tanto por la -- superestructura en este caso los apoyos, la separación entre ellos y sus descargas así como las del subsuelo indicadas an-- teriormente, se puede elegir la cimentación.

El peso unitario para tanque lleno es del orden de -- 3.4 ton/m², por lo que se recomienda compensar parte de esta carga por excavación, y el resto transmitirlo a pilotes de - fricción, en tal forma que la carga sobrecompensada para tan-- que vacío sea mínima, las cargas debidas a sismos y a viento deberán transmitirse íntegramente a pilotes de adherencia, - estas fuerzas son de tensión y compresión de equilibrio.

1.2 Cimentaciones superficiales

En el estudio se tienen dos tipos de cimentación que-- se consideran de este grupo, como son las zapatas corridas - en el edificio de calderas y el cajón de la cisterna.

1.2.1 Capacidad de carga

Para obtener este valor en las zapatas corridas se -- utiliza la expresión general de Terzaghi para cimientos con--

tinuos que es la siguiente (ref. 3):

$$q_d = c N_c + \gamma D_f N_q + 1/2 B \gamma N_\gamma$$

en donde:

q_d = capacidad de carga última unitaria, en ton/m²

c = cohesión, en ton/m²

γ = peso volumétrico, en ton/m³

D_f = profundidad del desplante, en m

B = ancho de la zapata, en m

N_c = factor de capacidad de carga debido a la cohesión, adimensional

N_q = factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga, adimensional

N_γ = factor de capacidad de carga debido al peso de suelo, adimensional

Su capacidad de carga admisible o de trabajo se calcula afectado de un factor de seguridad igual a 3.

$$q_a = \frac{q_d}{FS} = \frac{q_d}{3}$$

En el presente estudio, por tratarse de suelos puramente cohesivos, no existe un ángulo de fricción interna, es decir, $\phi = 0$, y la expresión general de Terzaghi se reduce a la siguiente:

$$q_d = 5.14 c + \gamma D_f$$

donde:

$$N_c = 5.14 \quad N_q = 1 \quad \text{y} \quad N_\gamma = 0 \quad (\text{véase fig. A-2})$$

El cálculo de la capacidad de carga de una zapata corrida es el siguiente:

$$\text{Si } D_f = 1 \text{ m, } \gamma = 1.5 \text{ ton/m}^3$$

$$C1 \text{ prom} = \frac{qu}{2} = 0.35 \text{ Kg/cm}^2 = 3.5 \text{ ton/m}^2$$

Compresión no confinada

$$C2 \text{ prom} = 1/2 (\sqrt{1 - \sqrt{3}}) = 0.42 \text{ Kg/cm}^2 = 4.2 \text{ ton/m}^2$$

Prueba triaxial rápida

$$q_d = 5.14 \times 3.5 + 1.5 \times 1 = 18.00 + 1.5 = 19.5 \text{ ton/m}^2$$

$$q_d = 5.14 \times 4.2 + 1.5 \times 1 = 21.60 + 1.5 = 23.10 \text{ ton/m}^2$$

$$q_a = \frac{q_d}{3} = 6.5 \text{ ton/m}^2$$

$$q_a = \frac{q_d}{3} = 7.70 \text{ ton/m}^2$$

Estas presiones arrojan asentamientos muy grandes por tratarse de un suelo altamente compresible que la estructura no toleraría. Debido a esto se usará una presión de contacto de 2.5 ton/m², con el cual los asentamientos se reducen considerablemente para estar dentro de los valores tolerables.

Para calcular el ancho de la zapata se necesita conocer la descarga neta; ésta se puede determinar con la siguiente expresión:

$$Q_t = (Q - W_s)$$

en donde:

Q_t = descarga neta

Q = carga muerta + carga viva + peso propio + peso relleno

W_s = peso del suelo excavado

Conocido este valor se puede determinar el ancho de la zapata con la siguiente expresión:

$$B = \frac{Q_t}{q_a} = \frac{\text{Descarga neta}}{\text{Capacidad de carga admisible}}$$

Los valores que se utilizan para la determinación de este cimiento son los siguientes:

$$\begin{aligned} \text{Carga muerta + carga viva} &= 2.50 \text{ ton/m} \\ \text{Peso propio} &= 1.00 \text{ ton/m} \\ \text{Peso relleno} &= 0.80 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= 4.30 \text{ ton/m} \\ W_s = D_f \times l &= 1.50 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

$$2.80 \text{ ton/m}$$

$$B = \frac{2.80}{2.50} = 1.10 \text{ m}$$

El otro tipo de cimentación superficial es el de la cisterna, el cual es una cimentación parcialmente compensada cuando se encuentra llena y sobrecompensada cuando se encuentra vacía.

La expresión que se utiliza para encontrar la profundidad de desplante es la siguiente:

$$w_t = w_s + w_n \quad (1)$$

donde:

w_t = peso total unitario de la estructura

w_s = peso unitario del terreno excavado

w_n = descarga neta unitaria

Cuando la cisterna se encuentra llena, la profundidad

de desplante es la siguiente:

$$w_t = 3.5 \text{ ton/m}^2$$

$$w_n = 1.0 \text{ ton/m}^3 \text{ descarga neta supuesta}$$

$\gamma = 1.5 \text{ ton/m}^3$ supuesto debido a que en este estrato de suelo superficial no se calculó

$$w_s = \gamma D_f = 1.5 D_f$$

$$w_t = w_s + w_n$$

$$3.5 = 1.5 D_f + 1.0$$

$$D_f = \frac{2.5}{1.5} = 1.65 \text{ m}$$

Utilizando esta profundidad para cuando la cisterna se encuentra vacía.

$$w_t = 1.4 \text{ ton/m}^2$$

$$w_s = \gamma D_f = 1.5 \times 1.65 = 2.5 \text{ ton/m}^2$$

$$w_t = w_s + w_n$$

Substituyendo:

$$1.4 = 2.5 + w_n$$

$$w_n = -2.5 + 1.4 = -1.1 \text{ ton/m}^2 \text{ de sobrecompensación}$$

Los asentamientos en esta cimentación son menores de 5 cm, que es un valor tolerable por tener descargas netas de 1 ton/m² e igualmente para el caso de las expansiones, como se podrá ver en el inciso 1.4.

1.3 Cimentaciones profundas

Las cimentaciones de este tipo que se utilizan en el estudio son pilotes de adherencia o fricción combinado con -

cajones de cimentación que ayudará a compensar parte de las descargas y el resto transmitirlo a los pilotes; las estructuras afectadas por esta cimentación son los edificios de proceso y oficinas, los tanques y el tanque elevado.

Capacidad de carga última

La expresión que se utiliza en pilotes es la siguiente, según Terzaghi (ref. 3):

$$Q_d = Q_p + Q_s$$

en donde:

Q_d = capacidad de carga última o de falla del pilote

Q_p = capacidad de carga en la punta

Q_s = capacidad de carga por fricción o adherencia

También se puede escribir:

$$Q_d = q_p A_p + P f_s L$$

en donde:

q_p = capacidad de carga unitaria en la punta

A_p = área de la base o punta

P = perímetro del pilote

f_s = factor que depende de la adherencia y la fricción

L = longitud efectiva del pilote

Su capacidad de carga admisible se calcula afectando la capacidad de carga última de un factor de seguridad que generalmente es igual a 3

$$Q_a = \frac{Q_d}{3}$$

En el estudio, por tratarse de un suelo puramente cohesivo y considerando que únicamente trabajarán los pilotes por adherencia, ya que el trabajo en la punta es despreciable, la expresión nos quedará finalmente:

$$Q_d = Q_s = P f_s L$$

en donde:

$f_s = C_a =$ adherencia

1.3.1 Edificios de procesos

Como se indicó en el inciso 1.1.1, que se debería compensar totalmente en la zona menos solicitada y en la zona más solicitada (zona asegurada; ver fig. 2), colocar los pilotes para tomar el resto de la carga.

Para la zona menos solicitada se tiene que:

$$\text{Area} = 155 \text{ m}^2$$

Carga total = carga superestructura +

+ carga subestructura =

$$= W_e + W_s \quad (2)$$

$$W_t = W_e + W_s = 257 + 185 = 442 \text{ ton}$$

$$\text{Carga/m}^2 = w_t = \frac{442}{155} = 2.85 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo de profundidad de desplante compensado al área menos solicitada:

$$w_t = D_f$$

$$D_f = \frac{w_t}{\gamma} = \frac{2.85}{1.5} = 1.9 \text{ m}$$

Se considera $\gamma = 1.5 \text{ ton/m}^3$ debido a que en este estrato superficial no se calculó.

La capacidad de carga de un pilote que permite que los pilotes trabajen exclusivamente por adherencia, es necesario que se hincue a una profundidad que permita seguir el hundimiento general de la superficie del terreno en su vida útil y, además, nos asegure que no llegarán a trabajar de punta. El estrato se deja según la práctica de 3 a 5 m. En el estudio se llevarán los pilotes a una profundidad de 19 m quedando un estrato compresible de 3.5 m, por lo tanto la longitud efectiva del pilote es de 17.00 m, considerando la profundidad de desplante cercana a 2.00 m.

De la prueba de compresión no confinada:

$$S = C1 \text{ prom} = ca1 = 3.5 \text{ ton/m}^2 = \text{adherencia a la falla}$$

De la prueba triaxial rápida:

$$S = C2 \text{ prom} = Ca2 = 4.2 \text{ ton/m}^2 = \text{adherencia a la falla}$$

Estos valores se utilizan afectados de un factor de seguridad para la primera con F.S = 2.5 y la segunda F.S = 3.0.

$$Ca_1' = \frac{3.5}{2.5} = 1.4 \text{ ton/m}^2$$

$$Ca_2' = \frac{4.2}{3.0} = 1.4 \text{ ton/m}^2$$

La carga de trabajo de algunos pilotes es la siguiente:

PILOTES CIRCULARES

D (m)	P= π D (m)	A=PL (m ²)	Ca (T/m ²)	Ca=PL Ca (ton)
0.30	0.94	16.0	1.4	22.5
0.35	1.10	18.7	1.4	26.2
0.40	1.26	21.4	1.4	30.0
0.45	1.41	24.0	1.4	33.5
0.50	1.57	26.7	1.4	37.5

PILOTES CUADRADOS

Lado	P=4L	AL=PL	Ca	Qa=A1 Ca
0.25	1.00	17	1.4	23.7
0.28	1.12	19	1.4	26.5
0.31	1.24	21.2	1.4	29.5
0.35	1.40	23.8	1.4	33.4
0.40	1.60	27.2	1.4	38

Se utilizará un pilote cuadrado de 0.40 m de lado con una Qa = 38 ton/pilote, debido a que el número de pilotes debe cumplir con la condición que existe una separación mínima y por necesidades estructurales. Para calcular el número de pilotes que requiere la estructura, se dividirá la descarga neta en los pilotes entre la capacidad admisible, por pilote.

$$\text{Número de pilotes} = \frac{\text{Descarga neta en los pilotes}}{Qa/\text{pilotes}}$$

Cálculo de la descarga neta en los pilotes en la zona asciurada del edificio de procesos.

$$\text{Area} = 155 \text{ m}^2$$

$$Wt = We + Ws = 604 + 185 = 789 \text{ ton}$$

$$\text{carga/m}^2 = \text{wt} = \frac{789}{155} = 5.1 \text{ ton/m}^2$$

La descarga neta la podemos obtener por la expresión:

$$\text{wt} = \text{ws} + \text{wn}$$

$$\text{ws} = \gamma D_f = 1.5 \times 1.9 = 2.85 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{wn} = 5.1 - 2.85 = 2.25 \text{ ton/m}^2$$

o también

$$\text{wdn} = \text{Wn} \times \text{área}$$

$$= 2.25 \times 155 = 300 \text{ ton}$$

$$\text{Número de pilotes} = \frac{300}{38} = 8 \text{ pilotes}$$

El número de pilotes puede aumentar o disminuir de acuerdo a sus condiciones de equilibrio. Por tratarse de un problema estructural no entra en el presente estudio.

1.3.2 Edificio de oficinas

Este edificio se cimentará a la misma profundidad que el de procesos que, como se indicó anteriormente, se hará compensando la parte excavada por una parte del peso de la estructura y el excedente transmitirlo a pilotes de adherencia.

$$\text{Wt} = \text{We} + \text{Ws} = 246 + 74 = 320 \text{ ton}$$

$$\text{Area} = 62 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga/m}^2 = \text{wt} = \frac{320}{62} = 5.0 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{wt} = \text{ws} + \text{wn}$$

$$\text{ws} = \gamma D_f = 2.85 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{wn} = 5.00 - 2.85 = 2.15 \text{ ton/m}^2$$

o también

$$\text{Wdn} = \text{wn} \times \text{área} = 2.15 \times 62 = 134 \text{ ton}$$

Utilizando pilotes de lado = 0.40 m

$$\text{Número de pilotes} = 134/38 = 4 \text{ pilotes}$$

Revisión del grupo de pilotes

Debido a que el comportamiento de un pilote es diferente al de un grupo de pilotes por lo que se refiere tanto a capacidad de carga como análisis de asentamiento, puede haber una falla en la cimentación en conjunto antes que la falla en un pilote aislado para el cual se hizo el cálculo de la capacidad de carga admisible.

Para este caso, por ser pequeño el número de pilotes para el área solicitada, se considera seguro a una falla de conjunto pero no le impide un asentamiento, el cual se determina más adelante.

1.3.3 Tanques

Como se indicó anteriormente, esta cimentación será compensada hasta donde sufra una descarga de sobrecompensación tolerable cuando se encuentra vacío, el excedente cuando se encuentra lleno transmitirlo a pilotes de adherencia.

La profundidad de desplante para los tres tipos de tanques, utilizando la expresión (1), se indica en la siguiente tabla.

Diámetro (m)	Carga superest. (T/m ²)	Carga subest. (T/m ²)	wt (T/m ²)	wn supuesto (T/m ²)	ws (T/m ²)	Df (m)
4.70	2.15	0.80	2.95	-1	1.5 Df	2.60
3.50	2.30	0.80	3.10	-1.25	1.5 Df	2.90
2.75	2.35	0.80	3.15	-1	1.5 Df	2.75

Ahora, se calcula el número de pilotes que se requieren para tomar la carga excedente a la compensada para cuando se encuentren los tanques llenos.

La capacidad de carga en los pilotes se determinó con la expresión de Terzaghi. Los pilotes se calcularon para una longitud efectiva de 10 m; los resultados se expresan en la siguiente tabla.

PILOTES CIRCULARES

D (m)	P=πD (m)	AL=PL (m ²)	Ca (T/m ²)	Qa=ALCa (ton)
0.30	0.94	9.4	1.4	13.0
0.35	1.10	11.0	1.4	15.4
0.40	1.26	12.6	1.4	17.6
0.45	1.41	14.1	1.4	19.8
0.50	1.57	15.7	1.4	22.0

PILOTES CUADRADOS

Lado	P=4L	AL=PL	Ca	Qa=ALCa
0.25	1.0	10.0	1.4	14.0
0.28	1.12	11.2	1.4	15.6
0.31	1.24	12.4	1.4	17.4
0.35	1.40	14.0	1.4	19.8
0.40	1.60	16.0	1.4	22.4

Se utilizan pilotes circulares con $\phi = 0.35$ m, con un $Q_a = 15.4$ ton/pilote.

La descarga neta y el número de pilotes que se necesitan para soportarla se indica en la siguiente tabla.

Diámetro (m)	Carga superest. (T/m ²)	Carga subest. (T/m ²)	wt (T/m ²)	ws (T/m ²)	wn (T/m ²)	Area (m ²)	Wdn (ton)	Número de pilotes
4.7	5.0	0.80	5.80	3.9	1.9	17.2	33	3
3.5	4.85	0.80	5.65	4.35	1.30	9.6	12.5	No requiere
2.75	4.20	0.80	5.00	4.20	0.80	5.9	4.8	No requiere

1.3.4 Tanque elevado

Como se indicó anteriormente, la cimentación debe ser tal que cuando se encuentra vacío sufra una carga de sobrecompensación mínima y cuando se encuentra lleno transmita la carga excedente de la compensada a pilotes de adherencia o fricción, es decir, igual que el miembro anterior.

Cuando el tanque está vacío:

$$\text{Carga superestructura} = 0.60 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Carga subestructura} = 0.80 \text{ ton/m}^2$$

$$wt = 1.40 \text{ ton/m}^2$$

$$ws = 1.5 Df$$

$$wn = -1 \text{ ton/m}^2 \text{ de sobrecompensación (supuesto)}$$

$$1.4 = 1.5 Df - 1$$

$$Df = \frac{2.4}{1.5} = 1.60 \text{ m}$$

Ahora, cuando el tanque está lleno:

$$\text{Carga superestructura} = 3.4 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Carga subestructura} = 0.8 \text{ ton/m}^2$$

$$wt = 4.2 \text{ ton/m}^2$$

$$ws = 1.60 \times 1.4 = 2.2 \text{ ton/m}^2$$

$$wn = 4.2 - 2.2 = 2.0 \text{ ton/m}^2$$

o también

$$Wdn = 2.0 \times 35 = 70 \text{ ton}$$

Los pilotes que se usarán son los empleados para los edificios de procesos, o sea, cuadrados con 0.40 de lado y con un $Qa = 38 \text{ ton/pilotes}$.

$$\text{Número de pilotes} = \frac{70}{38} = 2 \text{ pilotes}$$

Se colocan 3 pilotes por condiciones de equilibrio, - hincados bajo cada apoyo. Las cargas excedentes debido al mismo deberán de ser tomadas por pilotes de adherencia integrantes considerando que pueden trabajar tanto a la tensión como a la compresión.

Estos pilotes estarán colocados en los apoyos para resistir estas sollicitaciones.

Las cargas que se tienen por apoyo bajo la acción de un sismo son de $\pm 84 \text{ ton}$, si tomamos pilotes cuadrados que tienen por lado 0.40 m y una $Qa = 38 + 50\% = 57 \text{ ton}$, por tratarse de una carga accidental

$$\text{Número de pilotes por apoyo} = \frac{84}{57} = 2 \text{ pilotes}$$

$$\text{Número de pilotes para resistir el sismo} =$$

$$= 3 \text{ apoyos} \times 2 = 6 \text{ pilotes}$$

1.4 Análisis de asentamientos

Considerando que uno de los requisitos que debe cumplir la cimentación es que sus asentamientos sean tolerables, se procede a estimar estos valores.

1.4.1 Estimación de asentamientos en los edificios de procesos y oficinas

Por estar juntos los edificios, se considera como un solo bloque para determinar sus asentamientos.

La gráfica de presiones efectivas se puede ver en la figura 11 y también se indica en la siguiente tabla.

Prof. (m)	γ_m (T/m^3)	P (T/m^2)	u (T/m^2)	\bar{P} (T/m^2)
0.2	1.5	3	0	3
2-22.5	1.22	28	16	12

En el edificio de proceso se tienen los siguientes valores para análisis de asentamiento.

$$We = 604 \times 0.80 = 483 \text{ ton}$$

$$Ws = 185 \text{ ton}$$

$$Wt = 668 \text{ ton}$$

$$wt = \text{carga/m}^2 = \frac{668}{155} = 2.85 \text{ ton/m}^2$$

$$wn = wt - ws$$

$$wn = 4.35 - 2.85 = 1.50 \text{ ton/m}^2$$

En el edificio de oficinas la descarga neta para análisis de asentamiento es la siguiente:

$$W_e = 200 \text{ ton}$$

$$W_s = 74 \text{ ton}$$

$$W_t = 274 \text{ ton}$$

$$w_t = \text{carga/m}^2 = \frac{274}{62} = 4.40 \text{ ton/m}^2$$

$$w_s = \gamma D_f - 2.85 = 1.55 \text{ ton/m}^2$$

$$w_n = 4.4 - 2.85 = 1.55 \text{ ton/m}^2$$

Las descargas netas de los dos edificios son casi del mismo valor, por lo tanto, se considera la descarga neta mayor para calcular el incremento de presiones.

El método que se utiliza para obtener el incremento de presiones es el empírico, que consiste en trazar dos líneas a 60° a partir de la horizontal, donde se aplicará la carga (ver fig. 12).

Se utiliza la siguiente expresión:

$$\Delta P = \frac{wA}{A'} = \frac{Aw}{(B + Z)(L + Z)}$$

en donde:

$$A = \text{área cargada sobre pilotes} = 124 + 62 = 186 \text{ m}^2$$

A' = área que se forma en la profundidad con las líneas a 60° con la horizontal

Para las siguientes profundidades se obtiene:

$$Z_1 = 15 \text{ m} \quad A' = 82 \quad \Delta P = 0.356 \text{ ton/m}^2$$

$$Z_2 = 18 \text{ m} \quad A' = 1000 \quad \Delta P = 0.281 \text{ ton/m}^2$$

$$Z_3 = 21 \text{ m} \quad A' = 1200 \quad \Delta P = 0.240 \text{ ton/m}^2$$

Para estas profundidades sus presiones efectivas y el valor de esta última más el incremento de presiones, son las siguientes:

$$Z_1 = 15 \text{ m} \quad \bar{P} = 104 \text{ ton/m}^2 \quad P + \Delta P = 10.75 \text{ ton/m}^2$$

$$Z_2 = 18 \text{ m} \quad \bar{P} = 11 \text{ ton/m}^2 \quad P + \Delta P = 11.28 \text{ ton/m}^2$$

$$Z_3 = 21 \text{ m} \quad \bar{P} = 11.4 \text{ ton/m}^2 \quad P + \Delta P = 11.64 \text{ ton/m}^2$$

La zona compresible se considera a partir de $H = \frac{L}{3} +$ separación pilotes con la capa resistente.

$$H = \frac{17}{3} + 3.5 = 9.2 \text{ m}$$

Dividiendo este estrato en tres para una mejor estimación del asentamiento. Para determinar los asentamientos se utiliza la siguiente expresión:

$$\Delta H = \sum \frac{e}{1 + e_0} H \quad (3)$$

en donde:

e_0 = relación de vacíos inicial

H = espesor del estrato

$\Delta e = e_0 - e$ valores que se obtienen de la curva de compresibilidad a partir de las presiones efectivas y de los incrementos de presión

Se calcularon estos valores con la curva de compres-

bilidad de la figura 8 a una profundidad de 8.90, debido a que no se calcularon en los tres estratos considerados como compresibles.

Los resultados del asentamiento se expresan en la siguiente tabla:

Prof. (m)	\bar{P} Kg/cm ²	$\bar{P}+\Delta P$ Kg/cm ²	e_0	e	Δe	H (cm)	ΔH (cm)	Estrato
15	1.04	1.07	4.12	4.07	0.05	300	2.9	1
18	1.10	1.12	4.00	3.96	0.04	300	2.4	2
21	1.14	1.16	3.95	3.92	0.03	320	2.0	3
							7.3	

Asentamiento total = 7.3 cm

1.4.2 Estimación de asentamientos en la zona de tanques

Para determinar el incremento de presiones se utilizó la carta de Newmark (tabla A-3), que consiste en calcular la presión bajo el punto de un área, la cual se encuentra en función de la profundidad y de la escala a que está dibujada la carta; su expresión es:

$$\Delta P = 0.005 WN$$

N = número de cuadros que cubre el área

w_n = descarga neta

Para los tanques con $D = 4.7$ m, $w_n = 1.9$ ton/m², $D_f = 2.6$ m, su zona compresible por tener pilotos es $H = \frac{10}{3} + 9.90 = 13.25$ m, es decir, varía de 9.25 a 22.50 m de profundidad.

Utilizando la expresión (3) y la curva de compresibilidad de la figura 9, se obtiene el siguiente asentamiento:

Prof. (m)	\bar{P} Kg/cm ²	ΔP Kg/cm ²	$\bar{P}+\Delta P$ Kg/cm ²	e_0	e	Δe	H (cm)	ΔH (cm)
10	0.95	0.014	0.96	6.50	6.47	0.03	175	0.7
12	0.98	0.005	0.98	6.40	6.40	0	200	0
								0.7

Asentamiento total = 0.7 cm

Se concluye que el asentamiento es despreciable.

Para los tanques con $D = 3.5$ m, $w_n = 1.30$ ton/m², $D_f = 2.9$ m su zona compresible varía de 2.9 a 22.5 m de profundidad.

Empleando la expresión (3) y la curva de compresibilidad de la figura 9, se obtiene el siguiente asentamiento:

Prof. (m)	\bar{P} Kg/cm ²	ΔP Kg/cm ²	$\bar{P}+\Delta P$ Kg/cm ²	e_0	e	Δe	H (cm)	ΔH (cm)
5.0	0.68	0.060	0.74	7.05	6.96	0.09	310	3.4
6.7	0.84	0.020	0.86	6.80	6.76	0.04	250	1.2
10.0	0.95	0.013	0.96	6.50	6.47	0.03	250	1.0
12.0	0.98	0.005	0.98	6.40	6.40	0	200	0
								5.6

Asentamiento total = 5.6 cm

Para los tanques con $D = 2.75$ m, $D_f = 2.75$ m y $w_n = 0.80$ ton/m² no se calcularon los asentamientos, puesto que resultan despreciables ya que su descarga neta es baja.

1.4.3 Estimación del asentamiento en el tanque elevado

Puesto que se encuentra desplantado sobre pilotes, su estrato compresible es $H = \frac{17}{3} + 3.5 = 9.2$ m, es decir, varía de 13 a 22.5 m de profundidad.

Su incremento de presiones se calcula con la carta de Newmark para área = 35 m², Df = 1.80 m y wn = 1.7 ton/m². Para obtener los asentamientos se utilizó la expresión (3) y la curva de compresibilidad de la figura 10.

Prof. (m)	\bar{P} Kg/cm ²	ΔP Kg/cm ²	$\bar{P} + \Delta P$ Kg/cm ²	e_0	e	Δe	H (cm)	ΔH (cm)
15.0	1.04	0.016	1.05	10.20	10.17	0.03	300	0.8
18.0	1.10	0.012	1.11	10.00	9.98	0.02	300	0.6
21.0	1.16	0.008	1.16	9.97	9.97	0	320	0
								1.4

Asentamiento total = 1.4 cm (despreciable)

1.5 Cálculo de expansiones

Como todos los tanques van a tener cargas de sobrecarga cuando se encuentren vacíos, se procede a determinar sus expansiones.

El criterio que se utiliza para obtener las expansiones es mediante la siguiente expresión:

$$\rho e = \sum_{z=Df}^H mvd \Delta P \Delta z \quad (4)$$

en donde:

ρe = expansión

Mvd = módulo de expansión volumétrica = $\frac{av}{1 + e_1}$; $av = \frac{4E}{\Delta P}$

ΔP = incremento de presiones

Δz = espesor de cada estrato considerado

Df = profundidad de desplante de la cimentación

H = profundidad de la zona compresible

En el caso de que la cimentación contenga pilotes, la expansión a largo plazo se calcula con la misma expresión, pero con límites de sumación $z = h$ y $z = H$, siendo $h = Df + L - h_{se}$ en que L es la longitud de los pilotes y h_{se} la longitud en donde ocurre deslizamiento entre pilotes y suelo, en donde:

$$h_{se} = \frac{at w}{P C}$$

en donde:

a_t = área tributaria de cada pilote

w = magnitud de la descarga

P = perímetro de cada pilote

C = resistencia al corte del suelo

1.5.1 Estimación de expansiones en los tanques superficiales

Para los tanques con D = 4.70 m, Df = 2.60 m, wn = -1 ton/m² y área = 172 m², se tiene que los límites de sumación son los siguientes.

Puesto que contiene pilotes $h = Df = L - h_{se} = 2.60 +$

10 - 1.26 = 11.34 m y H = 22.50 m.

Utilizando la expresión (4) y con la curva de compresibilidad de la figura 9, se obtienen los resultados expresados en la siguiente tabla.

Prof. (m)	\bar{P} Kg/cm ²	ΔP Kg/cm ²	$\bar{P}+\Delta P$ Kg/cm ²	e_0	e	Δe	a_v cm ² /Kg	mvd cm ² /Kg	Δz cm	ρe cm
12.20	0.99	0.010	1.00	2.8	2.79	0.01	1	0.285	266	0.6
15.00	1.04	0.005	1.04	2.77	2.77	0	0	0	450	0
										0.6

$$e_1 = 2.5$$

Expansión total = 0.6 cm

Del cálculo se concluye que la expansión es despreciable.

Para los tanques con D = 3.5 m, $w_n = -1.25$ ton/m², Df = 2.9 m y H = 22.50, utilizando la expresión (4) y la curva de compresibilidad de la figura 9, se obtienen los siguientes resultados indicados en la tabla.

Prof. (m)	\bar{P} Kg/cm ²	ΔP Kg/cm ²	$\bar{P}+\Delta P$ Kg/cm ²	e_0	e	Δe	a_v cm ² /Kg	mvd cm ² /Kg	Δz cm	ρe cm
5.0	0.68	0.050	0.73	2.98	2.96	0.02	0.4	0.11	310	1.7
6.7	0.84	0.018	0.86	2.80	2.79	0.01	0.5	0.14	250	0.7
10.0	0.95	0.012	0.96	2.75	2.74	0.01	1	0.30	250	0.7
12.0	0.98	0.005	0.98	2.80	2.80	0	0	0	200	0
										3.1

$$e_1 = 2.5$$

Expansión total = 3.1 cm

Para los tanques con D = 2.75 m, Df = 2.75 m, $w_n = -1$ ton/m² no se calcularon las expansiones puesto que el área es pequeña y la descarga es baja.

Cálculo de la expansión en el tanque elevado.

Si Df = 1.80 m, área = 35 m² y $w_n = -1$ ton/m² y puesto que contiene pilotes, sus límites de sumación serán los siguientes:

$$h = Df + L - h_{se} = 18.22 \text{ m}$$

$$H = 22.50 \text{ m}$$

Utilizando la expresión (4) y la curva de compresibilidad de la figura 10, se obtiene el siguiente resultado:

Prof. (m)	\bar{P} Kg/cm ²	ΔP Kg/cm ²	$\bar{P}+\Delta P$ Kg/cm ²	e_0	e	Δe	a_v cm ² /Kg	mvd cm ² /Kg	Δz cm	ρe cm
19	1.14	0.010	1.15	3.50	3.48	0.02	2	0.46	224	1.03
21	1.16	0.005	1.16	3.45	3.45	0	0	0	224	0
										1.03

$$e_1 = 3.35$$

Expansión total = 1.03 cm (despreciable)

2. CONCLUSIONES

Del estudio realizado se concluyen los siguientes puntos:

- El subsuelo es característico de la "zona del Lago" cerca de la zona de transición, constituida por estratos ar-

cillosos y limosos de gran espesor, altamente compresibles y de baja resistencia al corte. Se observa gran cantidad de microfósiles.

b) Las cimentaciones de este lugar están influenciadas por el hundimiento general de la zona, el enjuntamiento de los estratos compresibles, provocado por el bombeo de los acuíferos profundos.

c) En la superficie del predio se han desarrollado grietas de tensión amplias y profundas.

d) Se utilizarán cimentaciones capaces de soportar todos los fenómenos antes expuestos para su mejor comportamiento y funcionamiento de las estructuras.

3. RECOMENDACIONES

3.1 Edificios de procesos y oficinas

a) En base en los factores impuestos por la superestructura, por el subsuelo y los de índole económica y constructiva, se concluye que la cimentación adecuada es la combinación de parte compensada y pilotes de adherencia.

b) La subestructura estará formada por las losas de planta baja y cimentación, muros perimetrales, retícula de trabes y pilotes de adherencia. Estos serán de 40 cm de lado, 17 m de longitud y 38 ton de carga de trabajo.

c) Las condiciones de equilibrio se cumplirán utilizando pilotes.

d) La separación mínima entre centro de pilotes será de cuatro veces el lado por ser cuadrados.

3.2 Tanques

a) Tomando en cuenta todos los factores, se concluye que la cimentación será de tal forma, que la carga de sobrecompensación para tanque vacío, no exceda de 1 ton/m². La carga excedente no compensada considerando tanque lleno, se transmitirá a pilotes de adherencia de 35 cm de diámetro, 10 m de longitud y 15.4 ton de carga de trabajo.

b) La subestructura de cada tanque estará formada por losas superior y de cimentación, muros perimetrales, retícula de trabes y pilotes de adherencia.

3.3 Edificios de calderas

La subestructura que se empleará en este miembro será la de zapatas corridas reforzada con una trabe.

3.4 Cisterna

Tomando en consideración que esta estructura será enterrada, se concluyó que la cimentación fuera parcialmente compensada cuando se encontrara llena, con una descarga de 1 ton/m² y sobrecompensada cuando se encuentra vacía, con una descarga de sobrecompensación de 1 ton/m².

La subestructura será un cajón de concreto cuyas losas superior e inferior estarán reforzadas con trabes.

3.5 Tanque elevado

a) A la conclusión que se llegó, fue que la carga de sobrecompensación para tanque vacío no exceda de 1 ton/m² y la carga excedente considerando el tanque lleno transmitirla a pilotes de adherencia de 40 cm de lado, 17 m de longitud y 38 ton de carga de trabajo.

b) Las cargas debidas a sismo o viento serán tomadas íntegramente con pilotes de fricción, considerando que estos efectos pueden producir fuerzas de compresión y tensión, según sea el sentido de la carga.

c) La condición de equilibrio se resolverá con el uso de pilotes.

d) Separación mínima entre pilotes, de cuatro veces el lado.

e) Todos los apoyos deberán quedar ligados entre sí en su extremo inferior.

3.6 Recomendaciones para pilotes

a) En las zonas donde se utilizarán pilotes, deberán hincarse antes de la excavación.

b) Deberán evitarse perforaciones previas al hincado de pilotes; con este fin se recomienda utilizar pilotes precolados hincados dinámicamente con un martinete.

c) Los pilotes se hincarán con seguidor hasta la profundidad deseada.

d) Deberá preverse en la fabricación de los pilotes una longitud adicional en su extremo superior por lo menos igual a la requerida para anclar su refuerzo longitudinal en la subestructura.

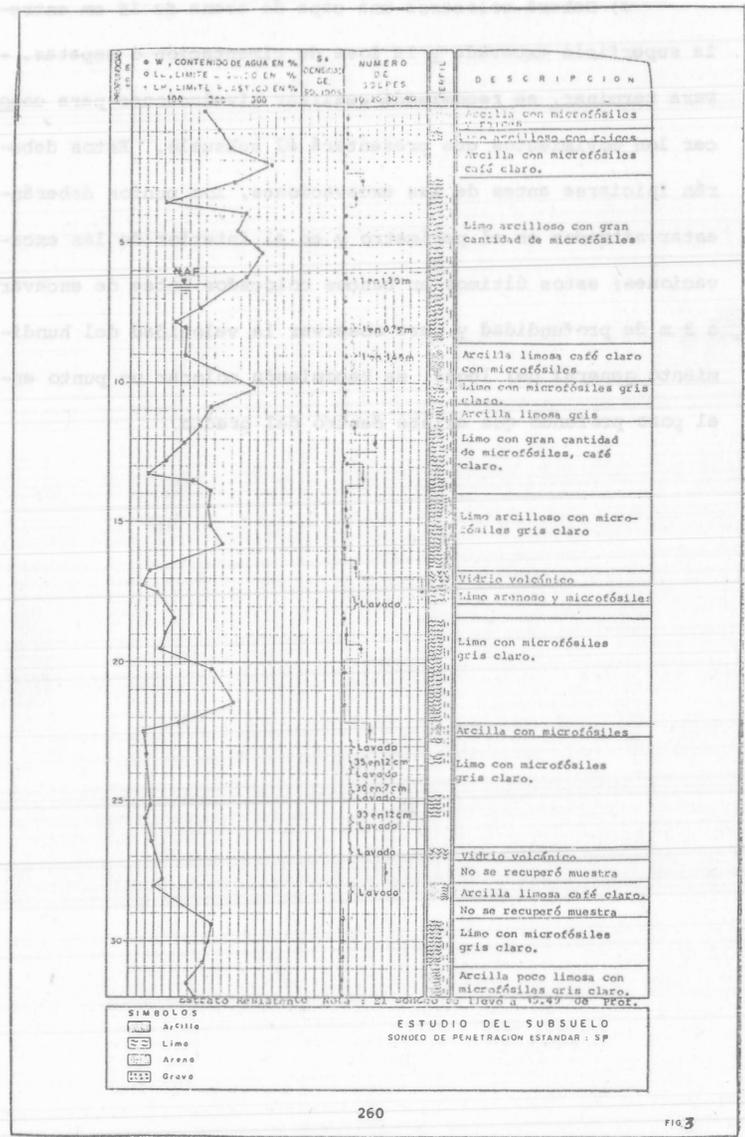
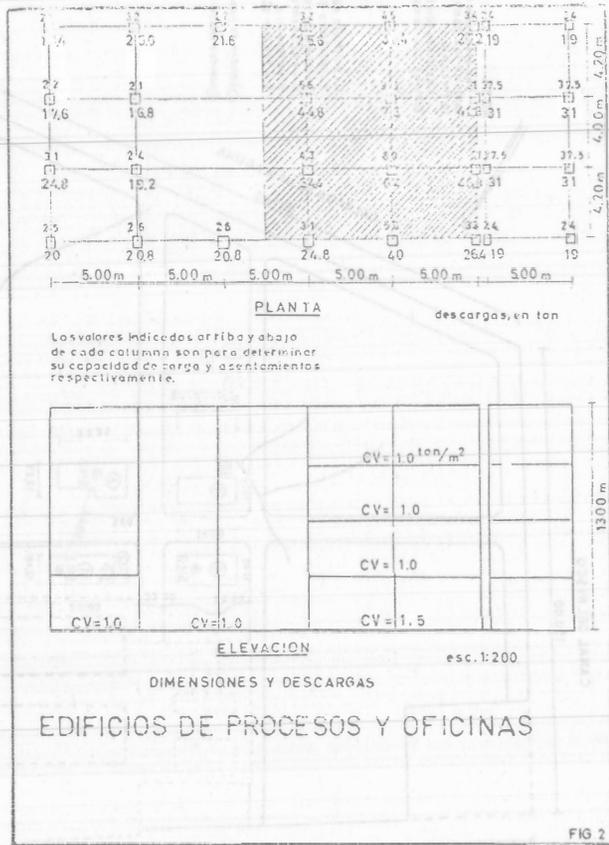
e) El refuerzo longitudinal mínimo de los pilotes deberá soportar por lo menos la mitad de la carga a compresión a que están sujetos, sin embargo, en aquellos solicitados por fuerzas de tensión mayores, como las causadas por cargas estáticas o sísmicas, deberá especificarse claramente dónde se localizan y qué refuerzo longitudinal requieren.

3.7 Recomendaciones en las excavaciones

a) Para las profundidades de desplante que se han mencionado en este estudio, la excavación y construcción de la subestructura podrá efectuarse en una sola etapa, exceptuando el edificio de procesos, donde se excavará y construirá primero una mitad y después la otra.

b) Las excavaciones del orden de 2 m, se harán dejando taludes 0.5 horizontal por 1 vertical en el perímetro fuera del área de cimentación. El espacio excavado fuera de los muros se rellenará con material compactado en forma adecuada.

c) Para evitar alteraciones del terreno, la excavación no deberá permanecer abierta más del tiempo requerido en el programa constructivo.



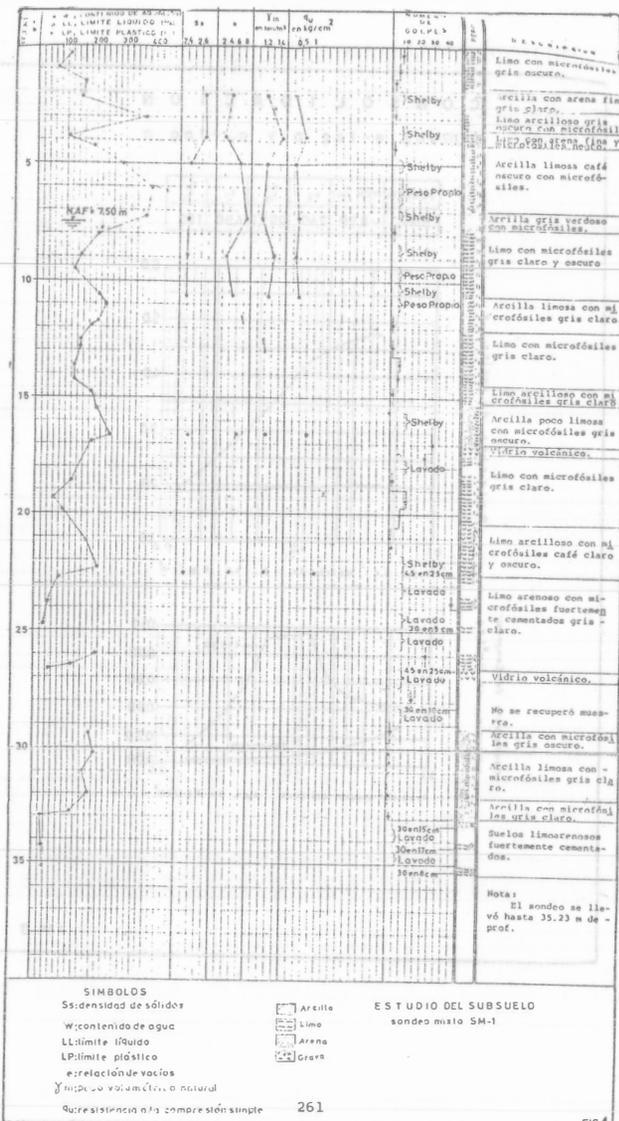
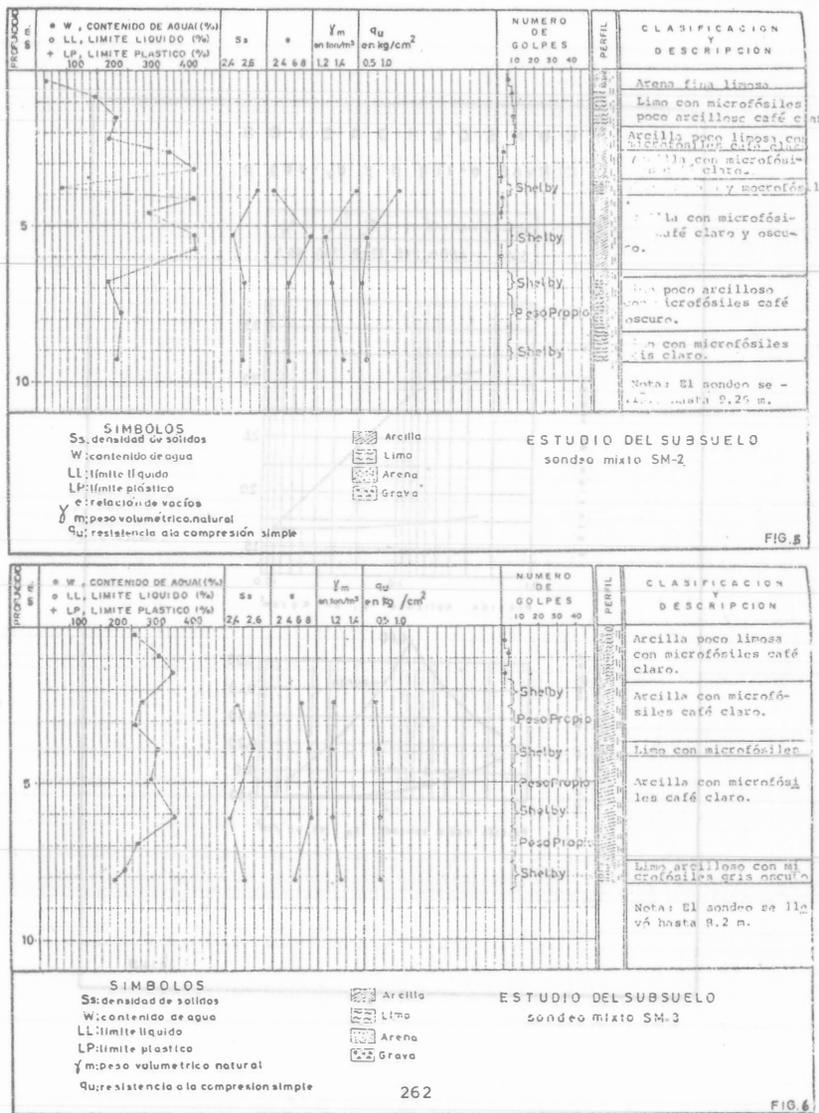


FIG. 4



CONSOLIDACION
CURVAS e-log p y a_v -log p

SONDEO	PROF. (m)	s_g	w_0 %	e_0	G_c %
SM-1	-490m	245	129.2	31.3	99.3

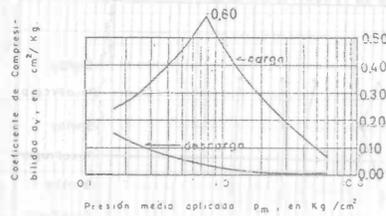
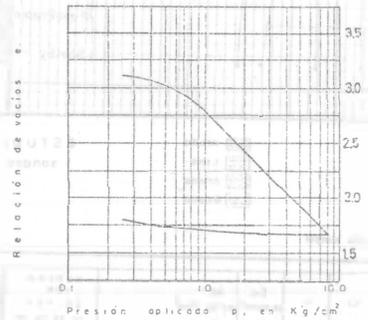


FIG. 7

CONSOLIDACION
CURVAS e-log p y a_v -log p

SONDEO	PROF. (m)	s_g	w_0 %	e_0	G_c %
SM-1	-870	240	207.2	4.90	100

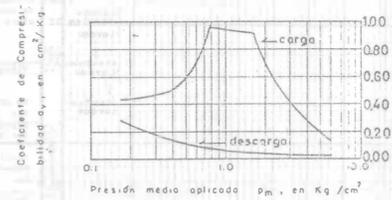
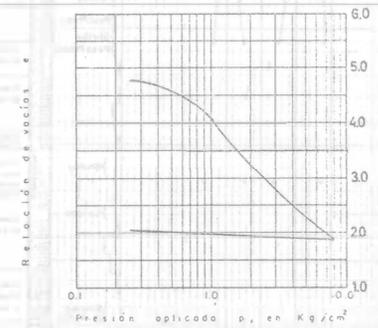
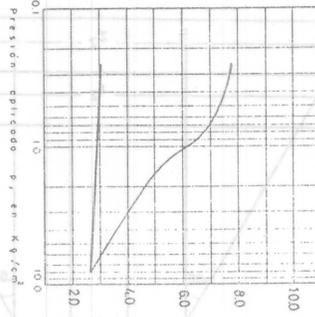


FIG. 8

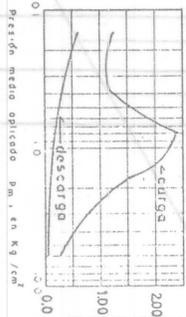
CONSOLIDACION
CURVAS e-log p y qv-log p

CONDICION	W _L	W _P	e _L	e ₀
SM-2	5.90	2.55	314.0	821.979

Relación de vacíos



Coefficiente de Compresibilidad a_v , en cm^2/Kg



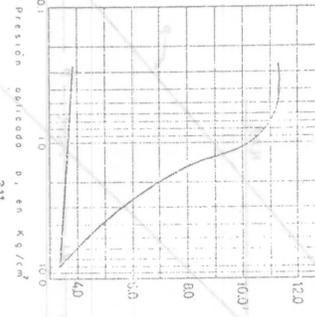
Presión media aplicada p_m , en Kg/cm^2

FIG 9

CONSOLIDACION
CURVAS e-log p y qv-log p

CONDICION	W _L	W _P	e _L	e ₀
SM-3	4.0	2.61	632.115	60.9

Relación de vacíos



Coefficiente de Compresibilidad a_v , en cm^2/Kg

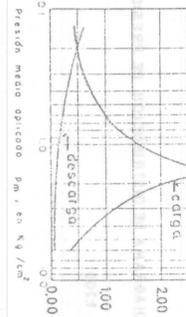
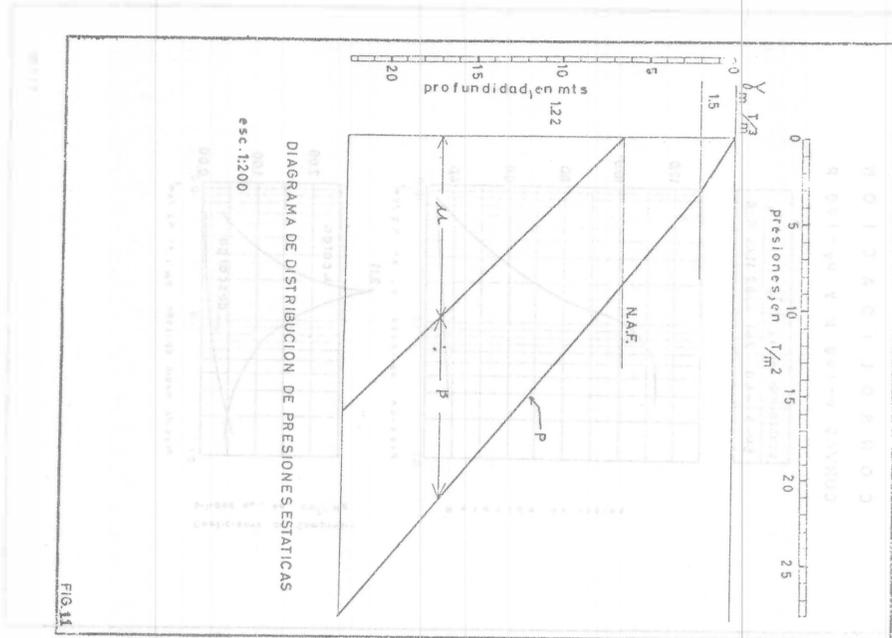
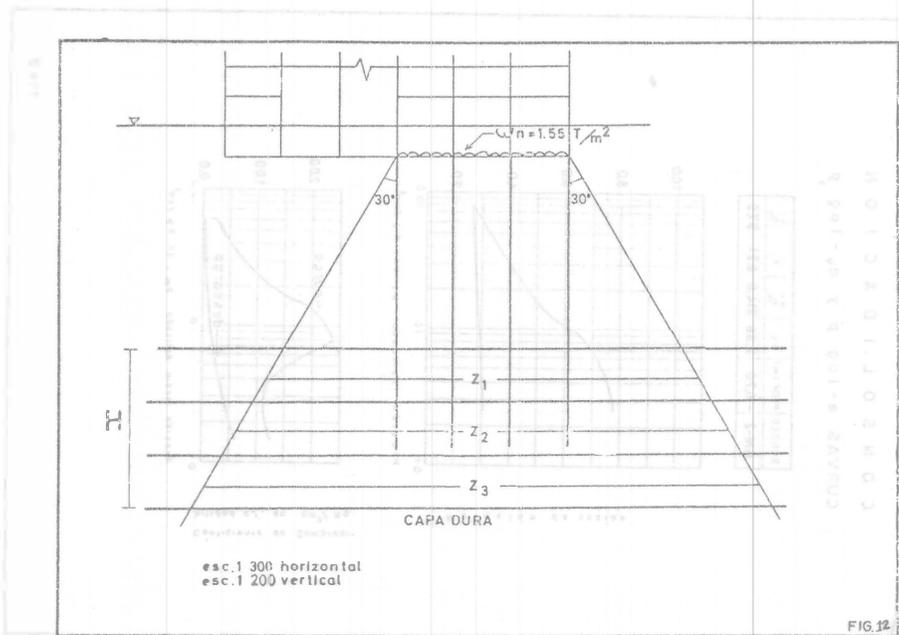


FIG 10



267



268

ОТДЕЛЕНИЕ РАБОТНИКОВ

12

... в соответствии с ...
... в соответствии с ...

... в соответствии с ...
... в соответствии с ...
... в соответствии с ...
... в соответствии с ...
... в соответствии с ...

ОТДЕЛЕНИЕ РАБОТНИКОВ

... в соответствии с ...
... в соответствии с ...

... в соответствии с ...

12

... в соответствии с ...
... в соответствии с ...

12

ОТДЕЛЕНИЕ РАБОТНИКОВ

ОТДЕЛЕНИЕ РАБОТНИКОВ

ОТДЕЛЕНИЕ РАБОТНИКОВ

5.1

En la ciudad de México, D. F., se construirá un edificio que se ubicará en la ZONA DE LOMAS, Alencaster 245, Lomas Virreyes.

Determine el tipo de cimentación más adecuada, capacidad de carga, asentamientos, profundidad de desplante y dé las recomendaciones adecuadas para su diseño, en base a los siguientes datos:

DATOS DEL EDIFICIO

El edificio estará formado por planta baja y 18 plantas tipo. El área de construcción se muestra en la figura 1. La estructura será de concreto reforzado y las columnas transmitirán descargas de 633 ton. En la planta de la figura 1 se indica la distribución de las columnas y las descargas en las de planta baja.

Estas descargas corresponden a la carga muerta y a la carga viva reducida para fines de análisis estructural y equivalen a las descargas estáticas. No existe riesgo de volteo del edificio bajo la acción de cargas horizontales inducidas por sismos, siendo despreciables los incrementos de carga por dicha acción. Por lo tanto, rige en el diseño de la cimentación la magnitud de las descargas estáticas.

EXPLORACION DEL SUBSUELO

El programa de exploración consistió de dos sondeos de penetración estándar, localizados según se indica en la figura 1. Estos sondeos se llevaron hasta penetrar varios metros en las formaciones resistentes del subsuelo. El sondeo S1 se llevó a una profundidad de 15.04 m y el S2 de 19.30 m, respecto al piso excavado.

En las figuras 2 y 3 se reporta en forma gráfica la variación de la resistencia a la penetración con la profundidad, así como los tramos en que fue necesario avanzar con equipo de perforación rotatorio.

El nivel freático no se encontró en ninguno de los sondeos, como es conocido en el lugar existe a gran profundidad.

ENSAYES DE LABORATORIO

Estos ensayos, dada la naturaleza arenosa de los suelos, consistieron únicamente en la determinación del contenido de agua y en la clasificación de los mismos conforme a los procedimientos manuales y visuales del SUCS.

La variación del contenido de agua con la profundidad se reporta en las gráficas de las figuras 2 y 3, junto con el perfil estratigráfico, clasificación y descripción de los suelos.

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

Se describe la estratigrafía y propiedades del subsuelo deducidas a partir de los resultados obtenidos en la exploración y en el laboratorio. Las profundidades que se mencionan se refieren al piso excavado.

Superficialmente existe una capa de suelos limosos, cuyo espesor varía entre 1.8 y 2.4 m. Cerca de la superficie, esta capa es ligeramente arcillosa, conteniendo en todo su espesor arena; su consistencia es variable

Bajo la capa superficial y hasta la profundidad máxima de 19.3 m existen suelos arenosos y limosos, de origen volcánico; intercalados a diferentes elevaciones se observan horizontes de materiales pumíticos. El comportamiento de estos suelos se asemeja al de un suelo granular.

Entre las profundidades medias de 4.5 y 8.0 m los suelos están cementados y su estado natural es muy compacto, la resistencia media a la penetración es de 70 golpes. A profundidades mayores los depósitos se encuentran en estado compacto.

El subsuelo descrito es típico de la denominada zona de lomas de la ciudad de México, constituida por materiales de origen volcánico como nubes ardientes y abanicos aluviales.

Debido al estado denso de las partículas la compresibi-

lidad es muy baja.

En la figura 4 se muestra un corte esquemático del subsuelo, atendiendo a la resistencia a la penetración determinada en los sondeos.

Solución

I. CIMENTACION

Por la compacidad media o baja de los suelos superficiales y la elevada magnitud de las descargas, se elimina la posibilidad de usar una cimentación superficial, eligiéndose como más conveniente una de tipo profundo formada por pilas.

La cimentación a base de pilas presenta dos alternativas, una con desplante a 6.5 m bajo la banqueta y otra a mayor profundidad, del orden de 13 m. Sin embargo, como las fuerzas debidas a sismo son despreciables y bajo ninguna de las columnas se presentan tensiones, se considera más apropiada la primera, atendiendo a razones económicas y constructivas.

La capa de apoyo elegida, aunque tiene una presión confinante menor que una profunda, tiene el ángulo de fricción interna más elevado por su alta compacidad. Dicho ángulo estimado a partir de correlaciones burdas con la resistencia a la penetración estándar es de 39°.

Para la estimación de la presión confinante se supuso-

un valor conservador del peso volumétrico de 1.6 ton/m³.

1.1 Capacidad de carga

Para el cálculo de la capacidad de carga se aplica el criterio de Meyerhof (ref. 9), el cual para el caso de suelos granulares tiene la siguiente expresión:

$$q_d = \gamma D_f N_q$$

en donde:

q_d = capacidad de carga última, en ton/m²

γ = peso volumétrico del terreno, en ton/m³

D_f = profundidad de desplante, en m

N_q = factor de capacidad de carga, adimensional

Su capacidad de carga admisible o de trabajo se calcula afectándola de un factor de seguridad, en este caso igual a 4.

$$q_a = \frac{q_d}{F.S} \quad \frac{q_d}{4}$$

El cálculo de la capacidad de carga admisible substituyendo valores es el siguiente:

Si: $D_f = 5.0$ m (con respecto al piso actualmente excavado):

$$\gamma = 1.6 \text{ ton/m}^3$$

$N_q = 80$ para $\phi = 39^\circ$ (véase fig. A-5)

$$q_d = 1.6 \times 5.0 \times 80 = 640 \text{ ton/m}^2$$

En el cálculo de la capacidad de carga se considera --

que el desplante de las pilas se hará prácticamente en el horizonte superior de la capa resistente, no se considera la capacidad de carga por fricción lateral.

La capacidad de carga de trabajo por diferentes diámetros de campana es la siguiente:

Tipo	Diámetro (cm)	Capacidad de trabajo (ton)	Localización (véase fig. 1)
Z - 1	170	363	2B-2G-5B-5G
Z - 2	200	502	4B-4G
Z - 3	240	723	4C-4E-4F
Z - 4	180	406	2D-2E-2F-5C-5E-5F

El diámetro y localización de las pilas es:

Tipo	Diámetro	Localización
P - 1	115	4C-4E-4F
P - 2	80	2D-2E-2F-4B-5C 5E-5F-5G
P - 3	80	2B-2G-5B-5G

1.2 Asentamientos

Se estima que la magnitud de los asentamientos será baja y que estos ocurrirán rápidamente a medida que aumenta la carga durante la construcción, ya que el comportamiento del subsuelo es el de un material granular y se asemeja al de un elemento elástico.

2. CONCLUSIONES

a) Del estudio realizado se concluye que el subsuelo -

está constituido principalmente por depósitos arenosos y limosos en estado compacto a muy compacto, de alta resistencia al corte y baja compresibilidad.

b) El tipo de cimentación apropiado consiste en pilas-desplantadas a poca profundidad en una capa de arena limosa-muy compacta y cementada.

3. RECOMENDACIONES

3.1 Recomendaciones para el diseño

a) Bajo cada una de las columnas se construirá una pila, desplantada a 6.5 m bajo el nivel medio de banqueta.

b) La presión de contacto entre las pilas y el terreno será de 160 ton/m².

c) Bajo el nivel de planta baja se construirá una retícula de trabes que unirán a todas las pilas.

d) Al revisar el área de la base de las pilas bajo la acción combinada de cargas estáticas y accidentales, se considerará que la presión de contacto recomendada en (b) podrá incrementarse en un 30% de su valor.

e) Deberá observarse que la inclinación de la generatriz de la campana con respecto a la horizontal sea por lo menos de 60°.

3.2 Recomendaciones para la construcción

a) Como se ha podido verificar en las primeras perfora-

ciones, las paredes son estables. La campana podrá construirse con rimas adicionales a la herramienta de perforación, o bien, a pico y pala.

b) Deberá verificarse por observación directa que la perforación alcance la profundidad especificada y que el apoyo se realice en la capa resistente recomendada.

c) Antes del colado del concreto deberá verificarse -- que el fondo esté limpio y libre de desprendimientos locales. El colado deberá efectuarse inmediatamente después de la perforación.

d) Deberá tomarse en cuenta para la dosificación del concreto, la pérdida de agua por adsorción del terreno y una mezcla de plasticidad apropiada, así como la utilización de un procedimiento adecuado para la colocación del concreto -- que evite su segregación.

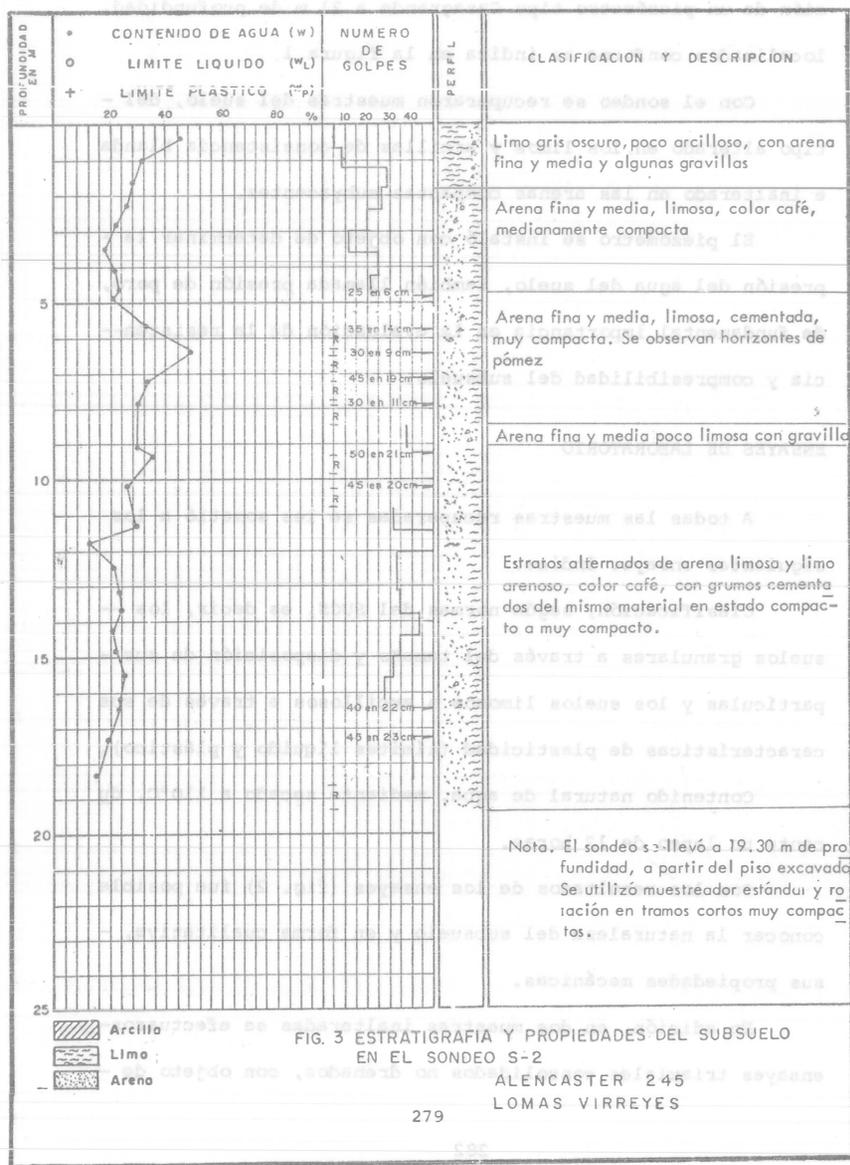
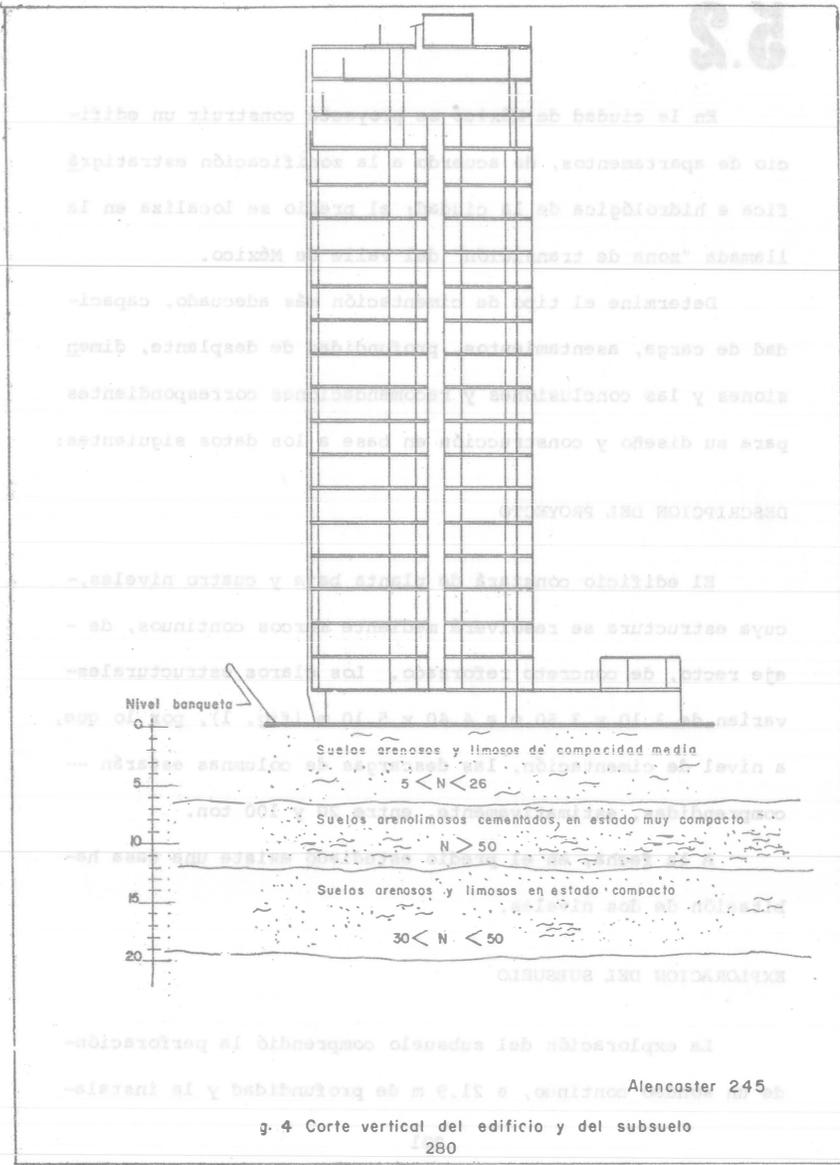


FIG. 3 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-2

ALENCASER 245
 LOMAS VIRREYES



g. 4 Corte vertical del edificio y del subsuelo

Alencaster 245

5.2

En la ciudad de México se proyecta construir un edificio de apartamentos, de acuerdo a la zonificación estratigráfica e hidrológica de la ciudad; el predio se localiza en la llamada "zona de transición" del Valle de México.

Determine el tipo de cimentación más adecuado, capacidad de carga, asentamientos, profundidad de desplante, dimensiones y las conclusiones y recomendaciones correspondientes para su diseño y construcción en base a los datos siguientes:

DESCRIPCION DEL PROYECTO

El edificio constará de planta baja y cuatro niveles, cuya estructura se resolverá mediante marcos continuos, de eje recto, de concreto reforzado. Los claros estructurales varían de 3.10 x 3.50 m a 4.40 x 5.10 m (fig. 1), por lo que, a nivel de cimentación, las descargas de columnas estarán comprendidas, estimativamente, entre 20 y 100 ton.

A la fecha, en el predio estudiado existe una casa habitación de dos niveles.

EXPLORACION DEL SUBSUELO

La exploración del subsuelo comprendió la perforación de un sondeo continuo, a 21.9 m de profundidad y la instala-

ción de un piezómetro tipo Casagrande a 21 m de profundidad, localizados conforme se indica en la figura 1.

Con el sondeo se recuperaron muestras del suelo, del tipo alterado en los limos y arcillas de consistencia blanda e inalterado en las arenas compactas subyacentes.

El piezómetro se instaló con objeto de determinar la presión del agua del suelo, también llamada presión de poro, de fundamental importancia en la evaluación de la resistencia y compresibilidad del subsuelo.

ENSAYES DE LABORATORIO

A todas las muestras recuperadas se les sometió a los siguientes ensayos índice:

Clasificación, según normas del SUCS, es decir, los suelos granulares a través del tamaño y disposición de sus partículas y los suelos limosos o arcillosos a través de sus características de plasticidad (límites líquido y plástico).

Contenido natural de agua, mediante secado a 110°C, durante un lapso de 12 horas.

Con los resultados de los ensayos (fig. 2) fue posible conocer la naturaleza del subsuelo y en forma cualitativa, sus propiedades mecánicas.

En adición, en dos muestras inalteradas se efectuaron ensayos triaxiales consolidados no drenados, con objeto de

evaluar los parámetros de resistencia al corte de los depósitos arenosos compactos (figs. 3 y 4).

SECUENCIA ESTRATIGRAFICA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

De acuerdo a la zonificación estratigráfica e hidrológica de la ciudad, el predio se localiza en la "zona de transición" del Valle de México y los acuíferos del subsuelo están drenados por bombeo.

El hundimiento del Valle fue nulo hasta 1963 y de 3 -- cm/año entre 1963 y 1966.

En el predio, la secuencia estratigráfica (fig. 2) es la siguiente:

Manto superficial

Está compuesto por limos y arcillas, de 3.6 m de espesor, con contenido natural de agua de 50% en valor medio y consistencia blanda a media (2 a 6 golpes por 30 cm de penetración). Dentro de esta formación se localiza el nivel freático a 3.0 m de profundidad.

Formación arcillosa superior

Subyaciendo y hasta 14.8 m de profundidad, se tienen los depósitos arcillosos (CH y CH-MH) y limosos (MH) típicos de esta formación. El contenido natural de agua crece de 100 a 300% entre 3.6 y 10.4 m de profundidad y a continua---

ción decrece hasta 100% en la frontera inferior. En general, la consistencia es muy blanda (0 a 2 golpes) y la consistencia relativa es nula, lo que indica que estos suelos son normalmente consolidados.

Depósitos profundos

Se extienden hasta la máxima profundidad explorada, de 21.9 m; los materiales predominantes son granulares, gravas y/o arenas, con la excepción de una lente arcillosa de 80 cm de espesor, intercalada a partir de 16.8 m de profundidad. El contenido natural de agua es aproximadamente constante, de 25% y de acuerdo a la resistencia a la penetración, se encuentran en estado muy compacto (más de 50 golpes). Los parámetros de resistencia al corte determinados de ensayos triaxiales (fig. 4) son:

$$\phi = 27^\circ \quad c = 0.6 \text{ Kg/cm}^2$$

El piezómetro instalado indica que a 21 m de profundidad la presión de poro es 2.8 ton/m² menor a la hidrostática.

Solución

1. CIMENTACION

Teniendo en cuenta la alta compresibilidad del manto superficial y de la formación arcillosa superior, la magnitud de las cargas que transmitirá el edificio se considera que la solución más adecuada es una cimentación profunda, a-

base de pilas, desplantadas a 20 m de profundidad.

1.1 Capacidad de carga

La capacidad de carga se determina a partir de la expresión de G. G. Meyerhof (ref. 9), citada a continuación:

$$q_a = \frac{\bar{P} N_q + c N_c}{F.S.}$$

en donde:

q_a = capacidad de carga admisible, en ton/m²

\bar{P} = presión efectiva al nivel de desplante, en ton/m²

N_q, N_c = factores de capacidad de carga, que dependen del ángulo de fricción interna " ϕ " y del empotramiento de la pila dentro del manto de apoyo, sin dimensiones

c = parámetro de resistencia al corte, en ton/m²

F.S. = factor de seguridad

Considerando que $\bar{P} = 13.9$ ton/m², $N_q = 36$, $N_c = 200$ (fig. A-5), $c = 6$ ton/m² y F.S. = 3, la capacidad de carga resulta:

$$q_a = \frac{13.9 \times 36 + 6 \times 200}{3} = 570 \text{ ton/m}^2$$

Fricción negativa

Debido al hundimiento general del Valle, el fuste de las pilas tenderá a soportar, por fricción lateral, al suelo vecino. La sobrecarga que esta fricción (también llamada ne-

gativa) impondrá a la base de las pilas, queda definida por la siguiente expresión (ref. 10):

$$F_n = \bar{\mu} D L f_s$$

en donde:

F_n = sobrecarga por fricción negativa, en ton

D = diámetro de la pila, en m

L = longitud del fuste de la pila, en m

f_s = adherencia suelo-pila, en ton/m²

Se hace notar que debido a que el mencionado hundimiento se genera en su mayor parte abajo del desplante de las pilas, el considerar el efecto de fricción negativa en la superficie lateral de ellos es conservador.

Considerando que la adherencia suelo-pila es del orden de 1.5 ton/m², la sobrecarga por fricción negativa, para diversos diámetros, resulta de:

Diámetro de la pila (ton)	Fricción negativa (ton)
50	22
60	26
70	31

Carga admisible

La carga admisible que puede soportar cada pila queda definida por:

$$Q_a = \frac{\pi D^2}{4} (q_a) - F_n$$

Para diversos diámetros de pila resulta de:

Diámetro de la pila (cm)	Carga admisible (ton)
50	90
60	120
70	170

1.2 Asentamientos

La magnitud del asentamiento que experimentarán las pilas se evalúa con la siguiente expresión (ref. 10):

$$\Delta H = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \frac{m \cdot c_s \cdot f_p \cdot Q_a (1-u^2)}{E_s \cdot D}$$

en donde:

ΔH = asentamiento, en cm

m = factor de forma, sin dimensiones (0.95)

c_s = factor de rigidez, sin dimensiones (0.90)

f_p = factor de profundidad, sin dimensiones (0.50)

u = relación de Poisson, sin dimensiones (0.30)

E_s = módulo de elasticidad del manto de apoyo (366 Kg/cm²)

Para el presente caso el asentamiento de las pilas será tolerable, comprendido entre 2.5 y 3.5 cm.

2. CONCLUSIONES

Del estudio realizado se concluye lo siguiente:

a) La cimentación del edificio se resolverá con pilas apoyadas a 20 m de profundidad y ligadas con una retícula de

contratraveses. El diámetro mínimo de las pilas será de 50 cm.

b) La capacidad de trabajo de las pilas para diferentes diámetros se indican en el subinciso 1.1.

c) Con la cimentación propuesta el comportamiento del edificio será satisfactorio, con asentamientos menores de 4-cm. Se hace notar que, de acuerdo a la información actual, el edificio no emergerá en forma apreciable.

3. RECOMENDACIONES

3.1 Recomendaciones para el diseño

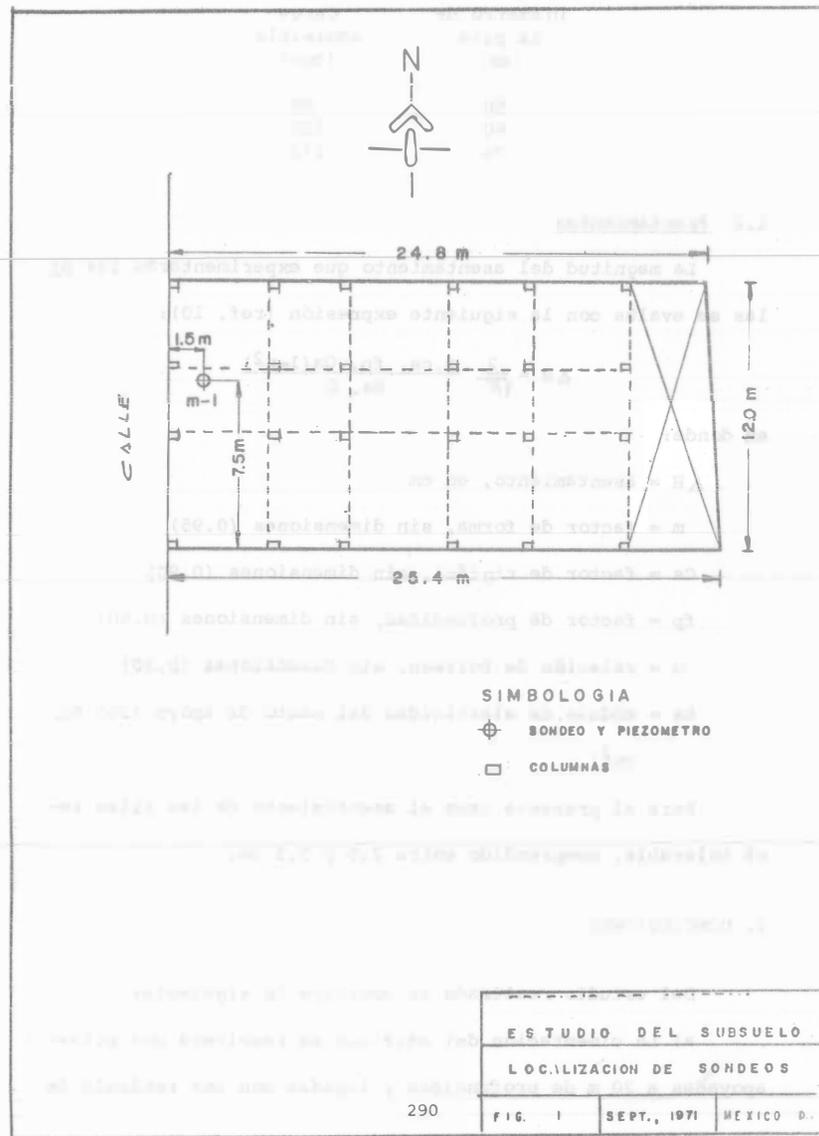
a) El diseño estructural de las pilas podrá realizarse con los lineamientos existentes para columnas cortas. En lo referente a las contratraveses, deberá considerarse que la mínima separación de las pilas a las colindancias será de 50 cm.

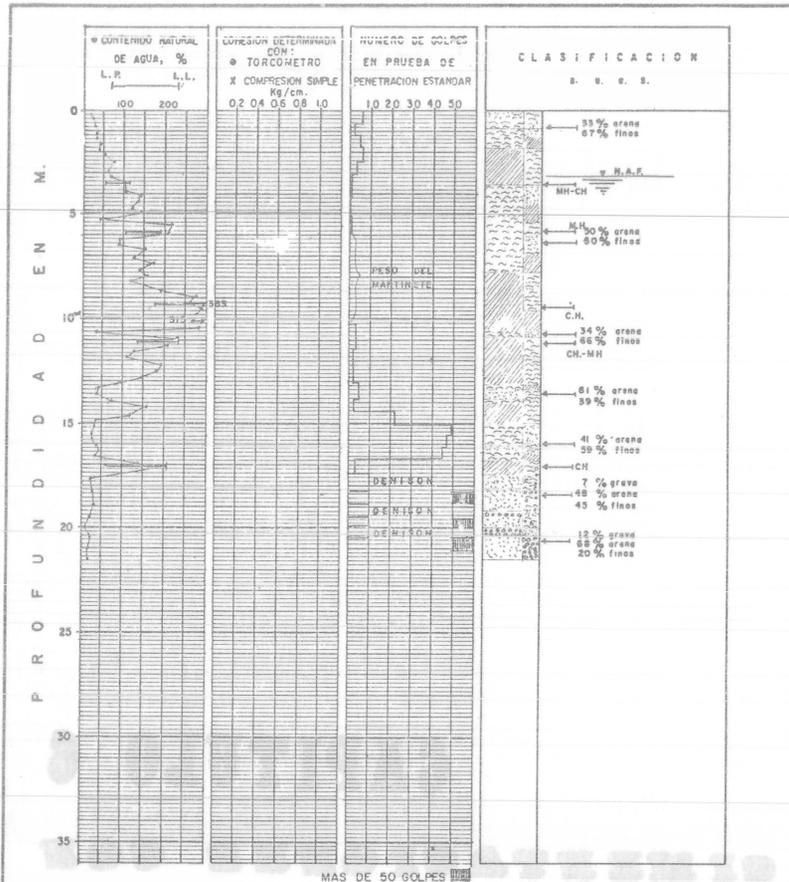
b) El piso de planta baja consistirá de un firme armado anclado a las contratraveses por medio de conectores.

3.2 Recomendaciones para la construcción

Se realizará la perforación, estabilizándola con lodo-bentonítico; se deberá llevar un registro adecuado, en el que se indique, entre otras cosas, velocidad de perforación, presencia de caídos y naturaleza del material de apoyo. A continuación se introducirá el acero de refuerzo, en el que se habrán fijado soportes espaciadores del tipo anular, con-

los que se garantizará un recubrimiento adecuado. El colado se hará con el método Tremie, de preferencia el mismo día -- que se realice la perforación; en cualquier caso, previo al colado se extraerán los azolves por medio de "cuchara" o succionador neumático. La duración del colado deberá ser menor de dos horas.





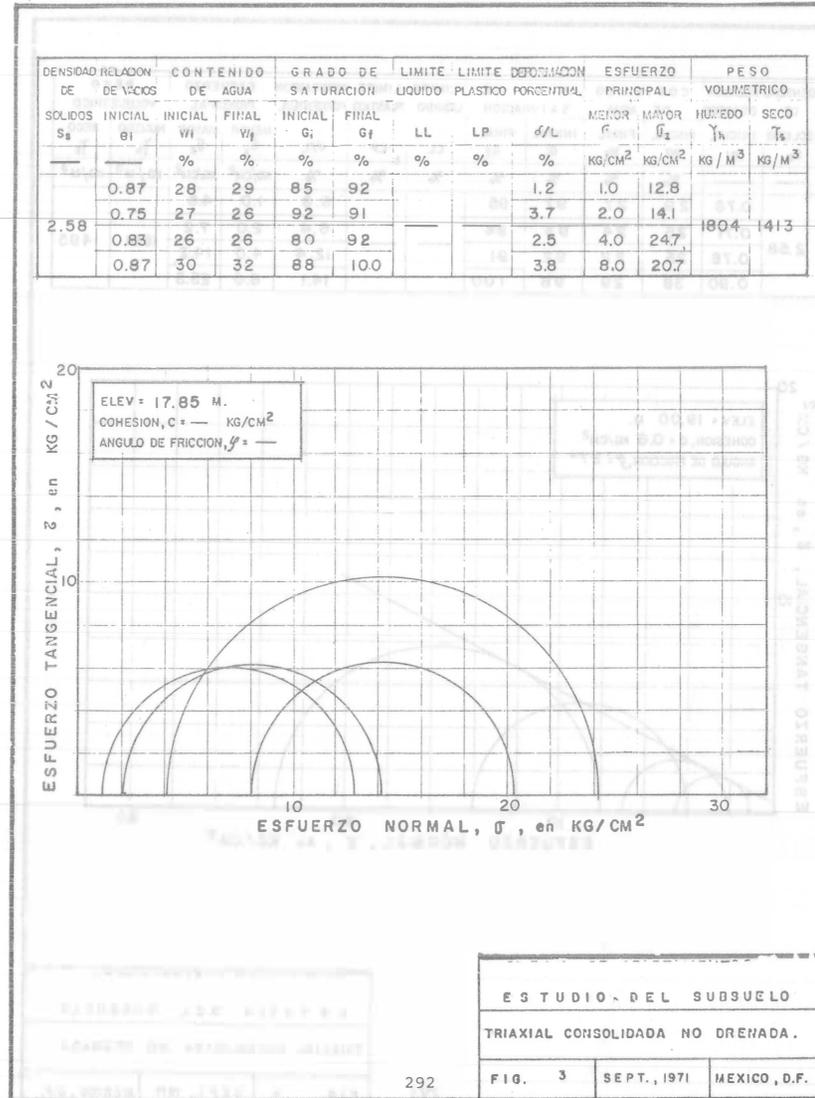
SIMBOLOGIA

- RELLENO
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA

PESO DEL MARTILLO : 64 Kg.
ALTURA DE CAIDA : 75 cm.

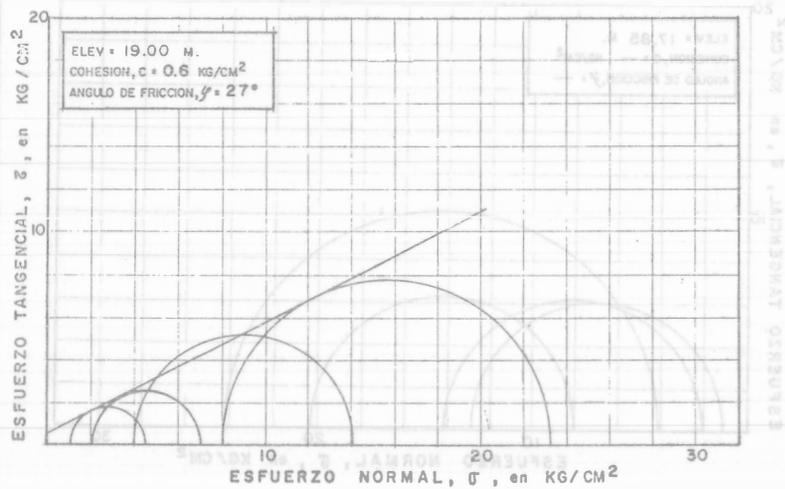
291

ESTUDIO DEL SUBSUELO
PERFIL ESTRATIGRAFICO
SONDEO M-I
FIG. 2 SEPT. 1971 MEXICO, D.F.



292

DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	DEFORMACION PORCENTUAL	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETRICO	
	S_s	e_i	w_i	w_f	G_i	G_f	LL	LP	d/L	G_1	G_2	Humedo	Seco
		%	%	%	%	%	%	%	KG/CM ²	KG/CM ²	KG/M ³	KG/M ³	
2.58	0.78	29	27	97	95			8.8	1.0	4.6			
	0.71	25	24	93	94			6.4	2.0	7.2	1891	1495	
	0.78	25	22	92	91			12.4	4.0	14.2			
	0.90	38	29	98	100			14.1	8.0	23.3			



ESTUDIO DEL SUBSUELO
TRIAXIAL CONSOLIDADA NO DRENADA.

293

FIG. 4 SEPT. 1971 MEXICO, D.F.

CAPITULO 6

CIMENTACIONES CON CILINDROS

ESTUDIO DEL SUBSUELO TRIAXIAL CONSOLIDADA NO DRENADA.

FIG. 4 SEPT. 1971 MEXICO, D.F.

6.1

Se proyecta construir un puente sobre el río Santa Rosa, localizado en el Km 0+100 del camino Santa Rosa-Tamazula, con origen en el Km 92+681 del camino Jiquilpan-Colima.

Elegir el tipo de cimentación más adecuado, y dar las conclusiones y recomendaciones para su diseño en base a los siguientes datos:

DESCRIPCION DEL PROYECTO

El puente en proyecto será de dos carriles y estará formado por varios claros que cubren el cauce del río.

De acuerdo con el anteproyecto estructural, la subestructura del puente estará formada por caballetes y cilindros colados en el lugar, contratrabes libremente apoyadas en un extremo y fijas en el otro, sobre las que descansará a su vez la losa del pavimento.

EXPLORACION DEL SUBSUELO

Para conocer la estratigrafía y las propiedades mecánicas del sitio en estudio, se programó una serie de tres sondeos mixtos S1 a 3, de penetración estándar en suelos y rotación en la roca.

Se realizó un sondeo al centro del área que ocupará ca

da uno de los tres cilindros. La profundidad explorada varió entre 12.2 y 14.6 m, penetrando varios metros en las rocas típicas del lugar.

Las pruebas de penetración estándar, permitieron estimar empíricamente la compacidad de los suelos granulares y arenosos y la consistencia de los cohesivos. En el campo se llevó un registro del número de golpes proporcionados con el muestreador para avanzar los 30 cm intermedios. En las figuras 1 a 4 se presenta la variación del número de golpes con la profundidad.

El nivel de aguas freáticas se localizó a las siguientes profundidades, respecto al nivel del terreno natural:

SONDEO	PROFUNDIDAD	
	NAF (m)	
S1	+ 1.5	
S2	- 0.1 m (sobre la superficie del terreno)	
S3	+ 4.3	

ENSAYES DE LABORATORIO

A las muestras recuperadas en los tres sondeos se les determinó en laboratorio las siguientes características y propiedades mecánicas:

- Clasificación visual y manual en húmedo y en seco según el SUCS
- Contenido de agua

c) Granulometría de una muestra de material arenoso

d) Clasificación geológica de la roca

e) Clasificación petrográfica de muestras de rocas típicas

No se hicieron límites de consistencia porque los suelos encontrados no fueron cohesivos, a excepción de un pequeño lente de arcilla que se localizó en el sondeo S2, intercalado con la diorita.

En las figuras 1 a 3 se resumen gráficamente los valores de estas pruebas y las clasificaciones. La figura 4 es un perfil estratigráfico del subsuelo a lo largo del eje del cruce. En las cuatro figuras se agrega una gráfica del porcentaje de núcleos de roca recuperados.

En la figura 5 se muestra la composición granulométrica de la muestra analizada. La máxima socavación probable de acuerdo con los resultados de los sondeos realizados es de 5.70 m (sondeo S2).

De los análisis petrográficos se distinguen cuatro diferentes tipos de rocas, a saber:

- Grauvaca de grano fino, calcárea, gris claro
- Andesita gris verdoso, con polisulfuros de cobre y fierro
- Limolita grauváquica, gris oscuro
- Diorita gris verdoso de grano muy fino

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS

Con los datos de campo y laboratorio se formaron las columnas estratigráficas que se muestran en las figuras 1 a 3, y se dibujó el perfil de suelos sobre el eje del cruce, - mostrado en la figura 4.

Observando el perfil de suelos, se puede notar que en los sondeos S1 y S3 aparecen en la parte superficial fragmentos de roca, hasta 2.20 m en el primero y 1.60 m de profundidad en el segundo. En el sondeo S1 se encontró en la parte superior una capa de arena limosa de 0.6 m de espesor, poco compacta, y en la parte inferior, de 2.2 a 3.0 m, una arena fina y media, arcillosa, muy compacta. Subyaciendo a estos suelos y hasta la profundidad explorada, existe una secuencia interestratificada de rocas sedimentarias de tipo clástico, fracturadas y con fisuras rellenas de carbonatos, que de acuerdo con los análisis petrográficos se clasifican como grauvaca gris claro y limolita gris oscuro; ambas rocas son blandas, pero de buena capacidad de carga para apoyar sobre ellas la cimentación. La grauvaca es una arenisca cementada con sílice, en cambio, la limolita está formada por limo y calcita, presentando una familia de planos de fractura. El porcentaje de recuperación en ambas rocas, en el sondeo S1, fue de 50% en promedio, y en el S3 de 70%, siendo ligeramente mayor en la grauvaca que en la limolita.

Por otra parte, en el sondeo S2, se observa que entre la superficie y 4.20 m de profundidad, el subsuelo está constituido por una arena mediana, con grava fina hasta de 3/4" -- (1.9 cm) de diámetro; este suelo se puede considerar representativo del material de acarreo del río, su composición granulométrica se muestra en la figura 5. Este material descansa sobre una roca ígnea volcánica intrusiva clasificada como diorita, de color gris verdoso, fracturada y con fisuras rellenas de carbonatos; es dura y resistente.

Solución

1. CIMENTACION

Analizando la estratigrafía y propiedades del subsuelo, se concluye que el estrato adecuado para desplantar la cimentación es el manto de roca sedimentaria detectado en los sondeos S1 y S3, y en la roca ígnea del sondeo S2, abajo de la profundidad probable de socavación.

La cimentación será poco profunda, y consistirá en cilindros hincados por el procedimiento del "pozo indio".

En el sondeo S3 no es recomendable una cimentación superficial, ya que existe un sistema de fracturas que al momento de realizar la excavación podrían originar movimientos de las masas de roca y suelo, debido a que son superficies potenciales de deslizamiento.

1.1 Capacidad de carga

La estimación de la capacidad de carga admisible se debería hacer para los tres tipos de materiales diferentes: -- grauvacas, limolita y diorita. Sin embargo, la capacidad de carga admisible estará regida por la capacidad de carga de aquella roca cuyo valor sea el menor, siendo en este caso el de la grauvaca, cuyo cálculo se presenta a continuación.

La capacidad de carga de la grauvaca se obtiene a partir de datos estadísticos de la resistencia a la compresión simple, la cual se estima en función del tipo de roca, de su fracturamiento, fisuramiento y porcentaje de recuperación. -- Según la tabla 5-1 del libro Engineering Properties of Rocks, de Farmer, la resistencia a la compresión de la grauvaca sana varía entre 200 y 1700 Kg/cm².

$$\text{Aceptando } q_c = \frac{200}{20} = 10.0 \text{ Kg/cm}^2 = 100 \text{ ton/m}^2$$

y suponiendo un comportamiento cohesivo de la roca, se obtiene:

$$q_a = \frac{C N_c}{F.S} = \frac{50 \times 7.4}{3} = 125 \text{ ton/m}^2$$

donde:

q_a = capacidad de carga admisible, en ton/m²

c = cohesión de la roca, en ton/m²

N_c = factor de capacidad de carga que es función de $\frac{D_f}{B}$

(D_f , profundidad de desplante y B , ancho del cimiento)

F.S = factor de seguridad, igual a 3 en este caso.

Si se realiza el desplante en talud, para evitar una falla local, se requiere que la distancia mínima horizontal entre la arista del cimiento más cercano al talud y éste sea de vez y media su ancho, siempre y cuando el desplante se realice en roca.

2. CONCLUSIONES

En la figura 4 puede observarse que las márgenes, a excepción de los depósitos superficiales, están constituidas por rocas sedimentarias del tipo de grauvacas y limolitas. En cambio, en el cauce, bajo los acarreo, existe una intrusión de roca ígnea volcánica, identificada como diorita.

Tanto las rocas sedimentarias como la ígnea presentan buenas características para desplantar en ellas la cimentación del puente.

3. RECOMENDACIONES

3.1 Recomendaciones para el diseño de la cimentación

a) La cimentación en los sitios explorados (Kms 0+070, 0+090 y 0+150) será poco profunda, utilizando cilindros hincados por el procedimiento de "pozo indio", desplantados en roca, bajo los depósitos de suelos y acarreo superficiales.

b) La capacidad de carga admisible será de 125 ton/m².

c) La profundidad mínima de desplante será la siguiente:

-En la cercanía del Km 0+070, la profundidad mínima de desplante será de 7.0 m, contados a partir del nivel del terreno natural, a la elevación 981.00 m.

-En la zona del Km 0+150, si la cimentación queda en el cauce, la profundidad mínima de desplante será de 7.50 m, contados a partir del nivel del terreno natural, a la elevación 984.00 m. En el caso de que la cimentación quede en talud, ésta deberá penetrar por lo menos 1.0 m en la roca sedimentaria, sana (grauvaca o limolita) que aparece en esa zona, de tal forma que la distancia mínima horizontal entre la arista del cimiento más cercano al talud y éste sea de vez y media su ancho.

Las recomendaciones anteriores, no deben extrapolarse o interpolarse para otras zonas, ya que las características geológicas del lugar son irregulares. Si se requieren las recomendaciones de cimentación para otras estaciones, se deberán realizar sondeos adicionales.

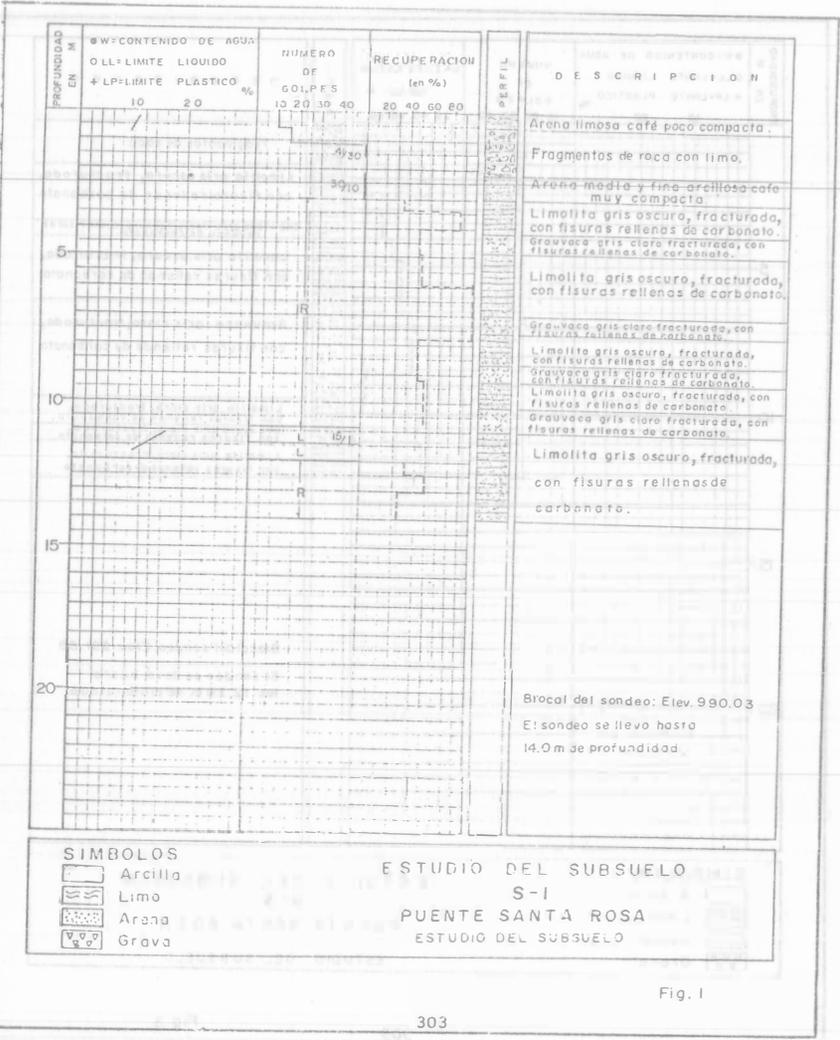


Fig. 1

OBRA CRUCE RIO S^{TA}. ROSA
 LOCALIZACION SANTA ROSA, JAL.
 MUESTRA N^o 2 y 4 SONDE S-2 PROF: 060-120 y 180-240

PESO DE LA MUESTRA _____ gr. PASA NUM. 4

ANALISIS GRANULOMETRICO

RECIPILNTE N^o _____
 TARA+MUESTRA HUMEDA (W+M) _____ gr.
 TARA+MUESTRA SECA (W+Ws) _____ gr.
 OPERADOR _____ PESO AGUA (Wm-Ws) _____ gr.
 CALCULISTA _____ TARA _____ gr.
 REVISOR _____ PESO MUESTRA SECA (Ws) 122.61 gr.
 CONTENIDO DE AGUA _____ %

MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA N ^o 4		MATERIAL CRIBADO POR LA MALLA NUM. 4					
Malla	Peso retenido Wi (gr.)	Retenido parcial i (%)	Material que pasa (%)	Malla N ^o	Peso ret. (gr.)	Retenido parcial i (%)	Material que pasa (%)
3"				10	28.68		40.75
2"				20	21.02		23.60
1 1/2"				40	15.61		10.87
1"				50	4.28		7.38
3/4"			100.00	100	3.07		4.88
1/2"	7.30		94.05	200	3.30		2.19
3/8"	8.92		86.77	250	2.43		
1/4"	18.59		71.61	SUMA			
Núm. 4	9.16		64.14				
Peso Núm. 4							
SUMA							

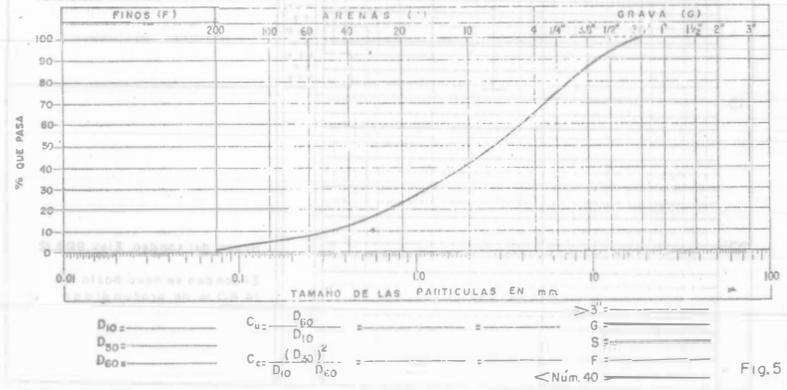
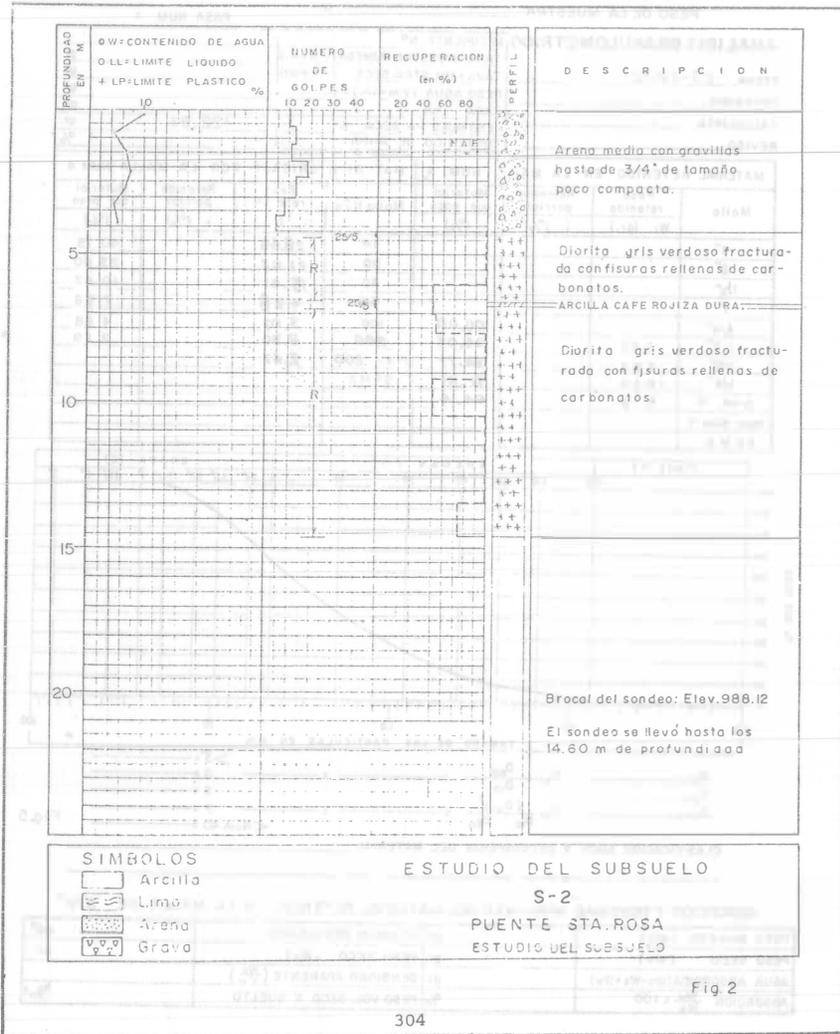


Fig. 5

CLASIFICACION SUCS Y DESCRIPCION DEL MATERIAL

ABSORCION Y DENSIDAD APARENTE DEL MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA DE 5/8"

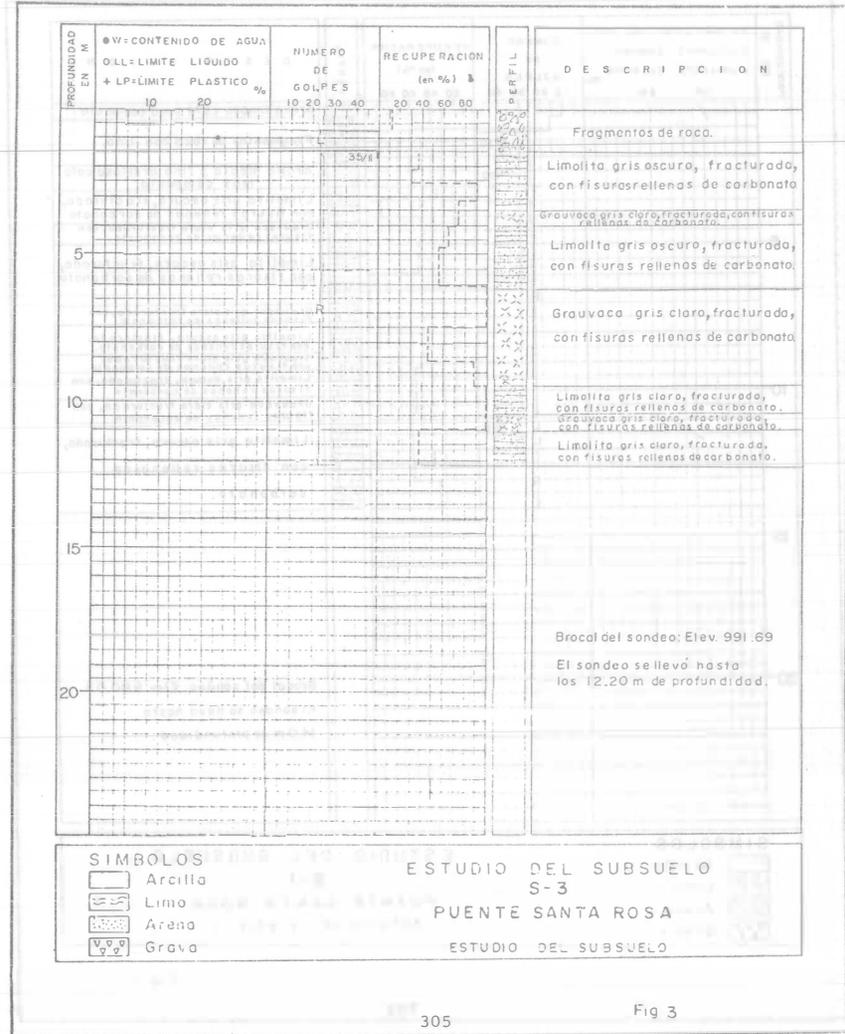
PESO HUMEDO (Wm)	_____ gr.	VOLUMEN DESALOJADO	_____ cm ³
PESO SECO (Ws)	_____ gr.	PESO SECO (Ws)	_____ gr.
AGUA ABSORBIDA (Wm-Ws=Ww)	_____ gr.	DENSIDAD APARENTE (Ws/Wv)	_____ gr/cm ³
ABSORCION (Ww/Ws) x 100	_____ %	PESO VOL. SECO Y SUELTO	_____ Kg/m ³



SIMBOLOS
 Arcilla
 Limo
 Arena
 Grava

ESTUDIO DEL SUBSUELO
 S-2
 PUENTE STA. ROSA
 ESTUDIO DEL SUBSUELO

Fig 2



SIMBOLOS
 Arcilla
 Limo
 Arena
 Grava

ESTUDIO DEL SUBSUELO
 S-3
 PUENTE SANTA ROSA
 ESTUDIO DEL SUBSUELO

Fig 3

0+00

+060

+080

+100

← MARGEN DERECHA
A SANTA ROSA, JAL.

S-1

EST KM 0+070 170
ELEV 990.05 m 030 m

S-2

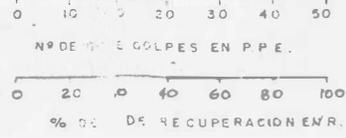
EST KM 0+090
ELEV. 988 12 m

----- SUBRASANTE AP

N A M E ELEV. 991.14

ARENA LIMSA CAFE POCO COMPACTA 1.00
FRAGMENTOS DE POCA 0.50
ARENA FINA Y MEDIA, ARCILLOSA, CAFE MUY COMPACTA 2.20
LIMOSINA GRIS OSCURO 3.00
GRAUVACA GRIS CLARO 4.20
LIMOLITA GRIS OSCURO 4.80
GRAUVACA GRIS CLARO 7.00
LIMOLITA GRIS OSCURO 7.60
GRAUVACA GRIS CLARO 8.60
LIMOLITA GRIS OSCURO 9.40
GRAUVACA GRIS CLARO 10.20
LIMOLITA GRIS OSCURO 11.00

F.S. 14.00



N A Min 989.05 m

ARENA MEDIA CON GRAVILLAS HASTA DE 3/4", POCO COMPACTA. 4.20
DIORITA GRIS VERDOSO + + + +
ARCILLA CAFE ROJIZO, DURA + + + +
DIORITA + + + +
GRIS VERDOSO. + + + +

F.S. 14.60



CAMINO : SANTA ROSA - TAMAZULA FIG. 4
TRAMO : SANTA ROSA - TAMAZULA
KM : 0+100
ORIGEN : KM. 92+681.00 CARRETERA JIQUILPAN -
PAPEL PARA USO EXCLUSIVO COLIMA

APENDICE
GRAFICAS DE DISEÑO

TABLA A-1
ZAPATAS SUJETAS A CARGA INCLINADAS.

COEFICIENTES DE REDUCCION (MEYERHOF)

FACTOR	D _f	Inclinación de la carga respecto a la vertical					
		0°	10°	20°	30°	45°	60°
N _p	0	1.0	0.5	0.2	0	--	--
	B	1.0	0.6	0.4	0.25	0.15	0.05
N _c	0a B	1.0	0.8	0.6	0.4	0.25	0.15

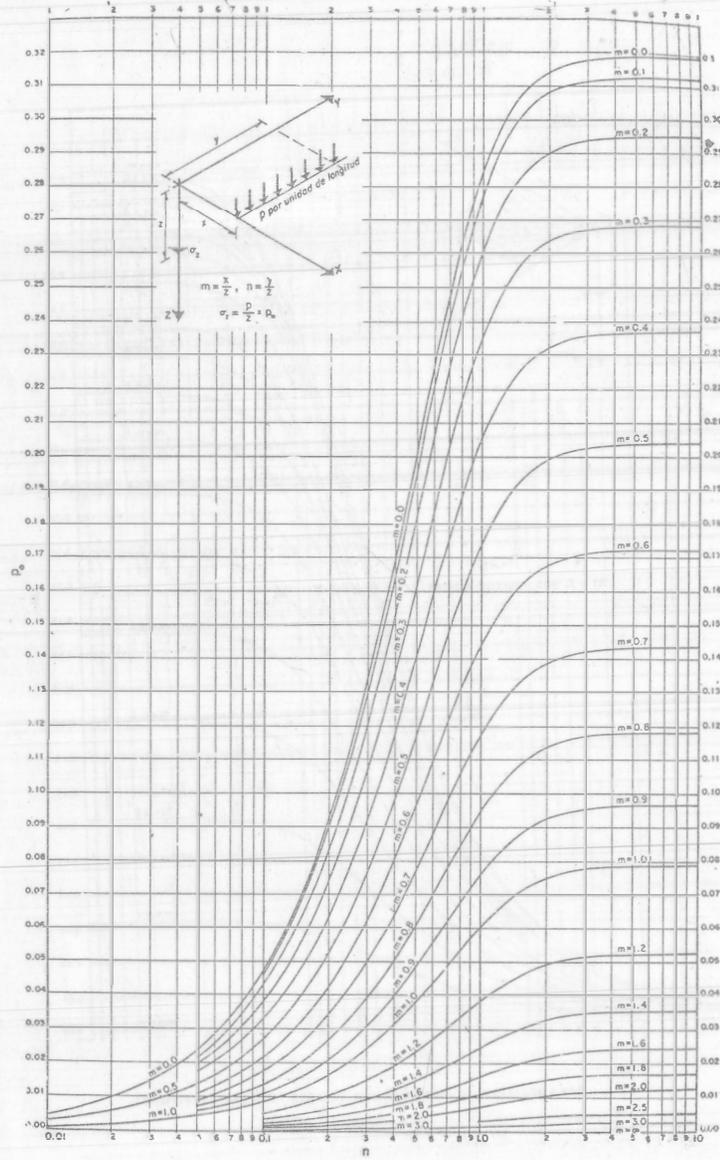
TABLA A-2
Valores de influencia para el caso de carga concentrada
Solución de Boussinesq

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} \cdot P_o$$

r/z	P _o						
0.00	-0.4775	0.40	-0.3294	0.80	-0.1386	1.20	-0.0513
1	-0.4273	1	-0.3238	1	-0.1353	1	-0.0501
2	-0.4770	2	-0.3181	2	-0.1320	2	-0.0489
3	-0.4764	3	-0.3124	3	-0.1288	3	-0.0477
4	-0.4756	4	-0.3068	4	-0.1257	4	-0.0466
5	-0.4745	5	-0.3011	5	-0.1226	5	-0.0454
6	-0.4732	6	-0.2955	6	-0.1196	6	-0.0443
7	-0.4717	7	-0.2899	7	-0.1166	7	-0.0433
8	-0.4699	8	-0.2843	8	-0.1138	8	-0.0422
9	-0.4679	9	-0.2788	9	-0.1110	9	-0.0412
0.10	-0.4657	0.50	-0.2733	0.90	-0.1083	1.30	-0.0402
1	-0.4633	1	-0.2679	1	-0.1057	1	-0.0393
2	-0.4607	2	-0.2625	2	-0.1031	2	-0.0384
3	-0.4579	3	-0.2571	3	-0.1005	3	-0.0374
4	-0.4548	4	-0.2518	4	-0.0981	4	-0.0365
5	-0.4516	5	-0.2466	5	-0.0956	5	-0.0357
6	-0.4482	6	-0.2414	6	-0.0933	6	-0.0348
7	-0.4446	7	-0.2363	7	-0.0910	7	-0.0340
8	-0.4409	8	-0.2313	8	-0.0887	8	-0.0332
9	-0.4370	9	-0.2263	9	-0.0865	9	-0.0324
0.20	-0.4329	0.60	-0.2214	1.00	-0.0844	1.40	-0.0317
1	-0.4286	1	-0.2165	1	-0.0823	1	-0.0309
2	-0.4242	2	-0.2117	2	-0.0803	2	-0.0302
3	-0.4197	3	-0.2070	3	-0.0783	3	-0.0295
4	-0.4151	4	-0.2024	4	-0.0764	4	-0.0288
5	-0.4103	5	-0.1978	5	-0.0744	5	-0.0282
6	-0.4054	6	-0.1934	6	-0.0727	6	-0.0275
7	-0.4004	7	-0.1889	7	-0.0709	7	-0.0269
8	-0.3954	8	-0.1846	8	-0.0691	8	-0.0263
9	-0.3902	9	-0.1804	9	-0.0674	9	-0.0257
0.30	-0.3849	0.70	-0.1762	1.10	-0.0658	1.50	-0.0251
1	-0.3796	1	-0.1721	1	-0.0641	1	-0.0245
2	-0.3742	2	-0.1681	2	-0.0626	2	-0.0240
3	-0.3687	3	-0.1641	3	-0.0610	3	-0.0234
4	-0.3632	4	-0.1603	4	-0.0595	4	-0.0229
5	-0.3577	5	-0.1565	5	-0.0581	5	-0.0224
6	-0.3521	6	-0.1527	6	-0.0567	6	-0.0219
7	-0.3465	7	-0.1491	7	-0.0553	7	-0.0214
8	-0.3408	8	-0.1455	8	-0.0539	8	-0.0209
9	-0.3351	9	-0.1420	9	-0.0526	9	-0.0204

r/z	P _o						
1.60	-0.0200	2.10	-0.0070	2.60	-0.0029	3.10	-0.0013
1	-0.0195	1	-0.0069	1	-0.0028	1	-0.0013
2	-0.0191	2	-0.0068	2	-0.0028	2	-0.0013
3	-0.0187	3	-0.0066	3	-0.0027	3	-0.0012
4	-0.0183	4	-0.0065	4	-0.0027	4	-0.0012
5	-0.0179	5	-0.0064	5	-0.0026	5	-0.0012
6	-0.0175	6	-0.0063	6	-0.0026	6	-0.0012
7	-0.0171	7	-0.0062	7	-0.0025	7	-0.0012
8	-0.0167	8	-0.0060	8	-0.0025	8	-0.0012
9	-0.0163	9	-0.0059	9	-0.0025	9	-0.0011
1.70	-0.0160	2.20	-0.0058	2.70	-0.0024	3.20	-0.0011
1	-0.0157	1	-0.0057	1	-0.0024	1	-0.0011
2	-0.0153	2	-0.0056	2	-0.0023	2	-0.0011
3	-0.0150	3	-0.0055	3	-0.0023	3	-0.0011
4	-0.0147	4	-0.0054	4	-0.0023	4	-0.0011
5	-0.0144	5	-0.0053	5	-0.0022	5	-0.0011
6	-0.0141	6	-0.0052	6	-0.0022	6	-0.0010
7	-0.0138	7	-0.0051	7	-0.0022	7	-0.0010
8	-0.0135	8	-0.0050	8	-0.0021	8	-0.0010
9	-0.0132	9	-0.0049	9	-0.0021	9	-0.0010
1.80	-0.0129	2.30	-0.0048	2.80	-0.0021	3.30	-0.0010
1	-0.0126	1	-0.0047	1	-0.0020	1	-0.0009
2	-0.0124	2	-0.0047	2	-0.0020	2	-0.0009
3	-0.0121	3	-0.0046	3	-0.0020	3	-0.0009
4	-0.0119	4	-0.0045	4	-0.0019	4	-0.0009
5	-0.0116	5	-0.0044	5	-0.0019	5	-0.0009
6	-0.0114	6	-0.0043	6	-0.0019	6	-0.0009
7	-0.0112	7	-0.0043	7	-0.0019	7	-0.0009
8	-0.0109	8	-0.0042	8	-0.0018	8	-0.0009
9	-0.0107	9	-0.0041	9	-0.0018	9	-0.0009
1.90	-0.0105	2.40	-0.0040	2.90	-0.0018	3.40	-0.0009
1	-0.0103	1	-0.0040	1	-0.0017	1	-0.0008
2	-0.0101	2	-0.0039	2	-0.0017	2	-0.0008
3	-0.0099	3	-0.0038	3	-0.0017	3	-0.0008
4	-0.0097	4	-0.0038	4	-0.0017	4	-0.0008
5	-0.0095	5	-0.0037	5	-0.0016	5	-0.0008
6	-0.0093	6	-0.0036	6	-0.0016	6	-0.0008
7	-0.0091	7	-0.0036	7	-0.0016	7	-0.0008
8	-0.0089	8	-0.0035	8	-0.0016	8	-0.0008
9	-0.0087	9	-0.0034	9	-0.0015	9	-0.0008
2.00	-0.0085	2.50	-0.0034	3.00	-0.0015	3.50	-0.0007
1	-0.0084	1	-0.0033	1	-0.0015	a	-0.0007
2	-0.0082	2	-0.0033	2	-0.0015	3.61	
3	-0.0081	3	-0.0032	3	-0.0014	3.62	
4	-0.0079	4	-0.0032	4	-0.0014	a	-0.0006
5	-0.0078	5	-0.0031	5	-0.0014	3.74	
6	-0.0076	6	-0.0031	6	-0.0014	3.75	
7	-0.0075	7	-0.0030	7	-0.0014	a	-0.0005
8	-0.0073	8	-0.0030	8	-0.0013	3.90	
9	-0.0072	9	-0.0029	9	-0.0013		

TABLA A-5



ANEXO II - C. GRÁFICO DE FADUM PARA INFLUENCIA DE CARGA LINEAL.

FIG. A-1

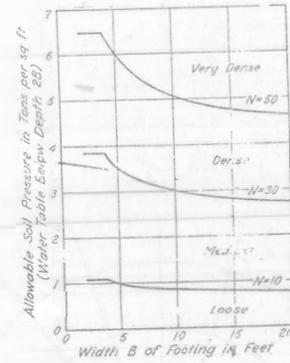


Chart for estimating allowable soil pressure for footings on sand on the basis of results of standard penetration test.

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA SEGUN TERZAGHI (REF. 3)

Fig. A-2

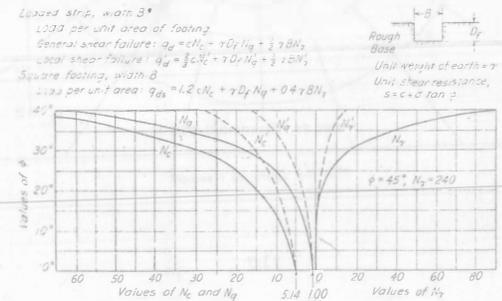


Chart showing relation between ϕ and bearing capacity factors (values of N after Meyerhof 1955).

FIG. A-3

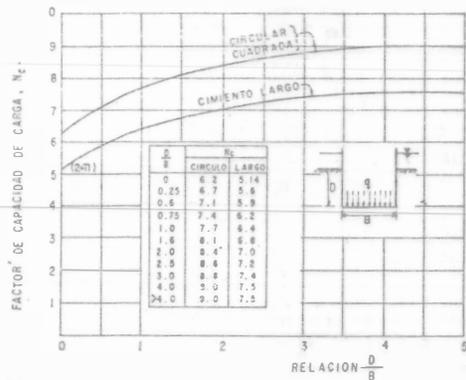
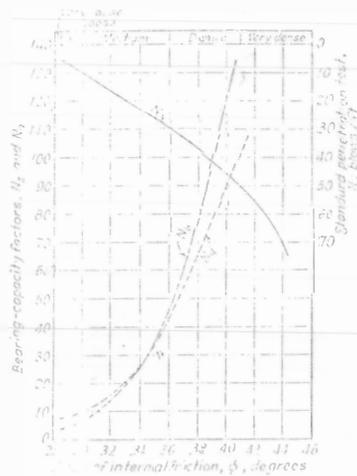


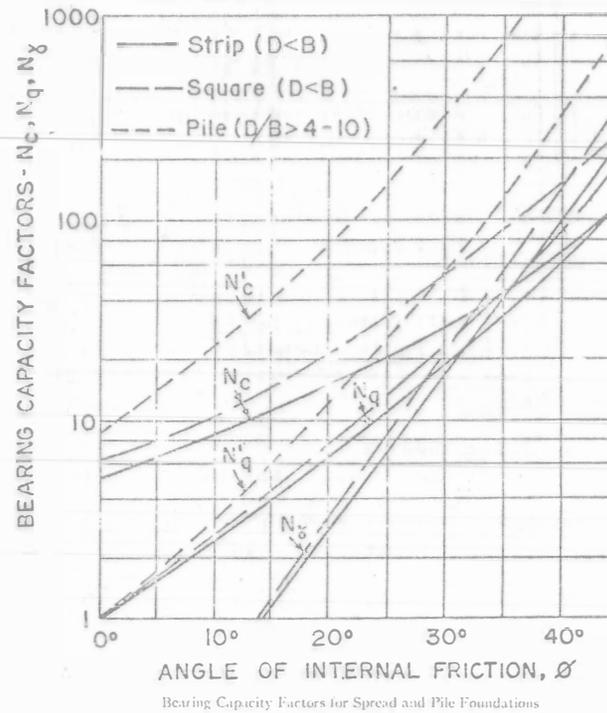
FIG. VII-11. Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos

FIG. A-4



Curves showing the relationship between ϕ , bearing capacity factors and N_{60} from the standard penetration test

FIG. A-5



Bearing Capacity Factors for Spread and Pile Foundations

REFERENCIAS

1. VI Reunión de Mecánica de Suelos
El subsuelo de la península de Yucatán. Guillermo Springall. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, 1972.
2. Mecánica de Suelos I y II
E. Juárez Badillo y A. Rico A.
3. Soil Mechanics in Engineering
Pr. active. R. B. Peck, W. E. Hanson, T. H. --- Thornburn. J. Wiley.
4. Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito Federal.
5. Meyerhof G. G. Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils
Journal of the Mechanics and Foundation Division. Proc. ASCE, Vol. 82, January 1956, p. 866-1.
6. Soil Mechanics
T. W. Lambe y R. V. Whitman. J. Wiley, 1969.
7. Some Recent of Foundation
G. G. Meyerhof (Canadian Geotechnical Journal).
8. Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentación, 1959, pág. 331.
9. Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations
G. G. Meyerhof C.G.J. Vol. 1 No. 1, sept. 1963.
10. Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de ingeniería de cimentaciones en la ciudad de México
V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. D. Rendiz, G. Springall, J. M. Rodríguez y R. Esquivel. México, D. F., noviembre, 1970.

BIBLIOGRAFIA

1. El Subsuelo de la Ciudad de México
Marsal, R. J. y Mazari, M. Instituto de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, UNAM, --- 1959.
2. Foundations
A. L. Little. E. Arnold Publishers, 1961.
3. The Design of the Foundations for Buildings
Johnson and Kavanagh. McGraw-Hill, 1968.
4. Bearing Capacity and Settlement of Foundations on Soil
Lecture 3 de E. de Beer. Duke University. - Edit. A. Vesic., 1967.
5. Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils.
G. G. Meyerhof. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Design. No. SM 1, enero 1956. Vol. 32. Proceeding, ASCE.
6. Foundation Analysis and Design
E. Bowles, 1968.