

T-18
B
DES

01149

0214

20

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS SUPERIORES

(77)

ANÁLISIS DE LOS MOVIMIENTOS VERTICALES DEL
PALACIO DE MINERÍA CON LA TEORÍA DE LOS COE-
FICIENTES DE COMPRESIBILIDAD ν y β .

T E S I S

Que para obtener el grado de:

Maestro en Ingeniería

P r e s e n t a :

Mercedes Beltrán de Sierra

Ciudad Universitaria

México, D. F.

Abril de 1975

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS SIN PAGINACION

A G R A D E C I M I E N T O

El más sincero agradecimiento a las Autoridades de la SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS DE MÉXICO, en especial al Ing. Luis E. Bracamontes, al Ing. Rodolfo Félix Valdés y al Ing. Juan Durán Romano, a quienes debo mis estudios de maestría.

RECONOCIMIENTOS

Agradezco profundamente al Dr. Eulalio Juárez Badillo , director de la presente tesis, por sus valiosas indicaciones y consejos, y por la ayuda que me ha proporcionado.

Mi más sincero reconocimiento al H. en I. Gabriel Auvinet G. y al Ing. Carlos Díaz Hora, quienes con un alto espíritu de cooperación me proporcionaron los datos e información referentes a las obras de acondicionamiento del Palacio de Minería, así como también el programa de computación que fué utilizado en este trabajo.

S U M A R I O

- 1.- Introducción.
- 2.- Estudios de suelos.
- 3.- Obtención de los coeficientes ν , ν_p y β .
- 4.- Historia de cargas.
- 5.- Cálculo de los movimientos verticales.
- 6.- Correlación entre los movimientos observados y calculados.
- 7.- Resumen y conclusiones.

1.- INTRODUCCION.

Los trabajos de restauración del Palacio de Minería (cambios en el nivel de la planta baja y de los niveles de las calles circunvecinas) mediante excavaciones a profundidades variables entre 0.15 y 1.20 ms. ha traído por consecuencia movimientos del suelo. En el presente trabajo, el cálculo de dichos movimientos se hizo aplicando las teorías de compresibilidad de los coeficientes γ y ρ desarrolladas por el Doctor Juárez Badillo.

En 1.965, el Dr. Juárez Badillo presentó un trabajo sobre la compresibilidad en los suelos (ref. 1), en la cual expuso su teoría, que se desarrolla con dos coeficientes de compresibilidad, uno para la curva virgen y otro para tomar en cuenta la energía almacenada en la curva de expansión.

En este trabajo propuso la siguiente ley:

$$\frac{dV}{V} = - \gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (1)$$

donde consideró que: V , es el volumen de una muestra de suelo que ha sido consolidada a una presión normal octaédrica σ (presión isotrópica). σ , es mayor que la presión de preconsolidación, o sea, que se está en la curva virgen de consolidación. $d\sigma$, es un incremento infinitesimal de la presión isotrópica, y dV , es el cambio infinitesimal de volumen correspondiente; siendo γ un parámetro adimensional.

Si V_0 y σ_0 son el volumen y la presión inicial, respectivamente, integrando la ecuación (1) se obtiene:

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

De manera similar, considerando que el incremento de volumen $\Delta V = V - V_0$, la ecuación (2) puede escribirse en la forma siguiente:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma} - 1 \quad (3)$$

Se observa que para $\gamma = 0$ se tendría una arcilla incompresible, mientras que para $\gamma = 1$, la ecuación (2) es la correspondiente a la ecuación de estado de un gas perfecto, a temperatura constante. Como una arcilla no es incompresible ni es tan compresible como un gas, se deduce que:

$$0 < \gamma < 1$$

Entonces el coeficiente γ es el "coeficiente de compresibilidad" de la arcilla.

Para la rama de expansión de la curva de consolidación, propuso - el Dr. Juárez Badillo - una ley similar a la expresada en la ecuación (1):

$$\frac{dV}{V} = -\gamma_p \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (4)$$

donde:

γ_p es un nuevo parámetro adimensional.

Integrando la ecuación (4), para las mismas condiciones iniciales V_0 y σ_0 , se obtiene:

$$V = V_0 \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma_p} \quad (5)$$

Análogamente, la ecuación (5) puede escribirse de la siguiente manera:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^{-\gamma_p} - 1 \quad (6)$$

Entonces γ_p es el "coeficiente de expansibilidad" de la arcilla.

De lo anterior se deduce una relación importante entre γ y γ_p , que es:

$$\rho = \frac{\gamma_p}{\gamma} \quad (7)$$

Donde el coeficiente ρ se define como la relación expansibilidad-compresibilidad ($0 \leq \rho \leq 1$).

Las ideas anteriores condujeron, al Dr. Juárez Badillo, a pensar que cuando la muestra de arcilla está en la rama de descarga de la curva de compresibilidad y tiene un volumen V_c , con un esfuerzo de consolidación σ_c (Fig. 1A), el esfuerzo "real" que está actuando sobre la partícula no es σ_c sino σ_e , donde:

$$\sigma_e = \sigma_c + (\sigma_e - \sigma_c) = \sigma_c + \sigma_s \quad (8)$$

En donde σ_s es el esfuerzo "alucorado" por la arcilla.

Si una muestra de arcilla de volumen inicial V_0 tiene una relación de vacíos inicial e_0 y después de incrementar la presión tiene un volumen V con relación de vacíos e , se obtiene:

$$\frac{V}{V_0} = \frac{1 + e}{1 + e_0} \quad (9)$$

De donde las ecuaciones 2 y 5 pueden escribirse de la forma siguiente:

$$\frac{1 + e}{1 + e_0} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma} \quad (10)$$

$$\frac{1 + e}{1 + e_0} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma_p} \quad (11)$$

Por tanto:

$$\gamma = \frac{\log\left(\frac{1 + e}{1 + e_0}\right)}{\log\left(\frac{\sigma_0}{\sigma}\right)} \quad (12)$$

$$\gamma_p = \frac{\log\left(\frac{1 + e}{1 + e_0}\right)}{\log\left(\frac{\sigma_0}{\sigma}\right)} \quad (13)$$

Donde en la práctica resulta conveniente que:

σ_0 = máxima presión aplicada a la muestra de suelo.

σ = para la compresibilidad: presión en la rama virgen de la curva de consolidación más alejada de la presión σ_0 . Para la expansión: presión en la rama de descarga más alejada de la presión σ_0 .

e_0 = mínima relación de vacíos correspondiente a σ_0 .

e = relación de vacíos correspondiente a σ .

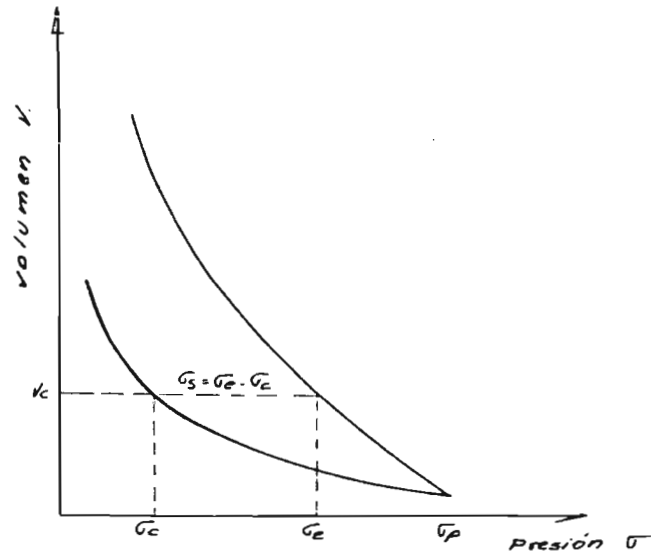


Fig. 1A. Definición de diferentes presiones isotrópicas.

2.- ESTUDIOS DE SUELOS.

2.1.- Pruebas de Laboratorio.

El sondeo que sirvió de base, para la obtención de los coeficientes γ' y ρ , fué realizado en las calles Condesa y 5 de Mayo, en el año de 1.945. En los patios del Palacio de Minería se han realizado, en fechas recientes, dos sondeos: uno de penetración estandar y otro, alternando penetración estandar con tubos de pared delgada (Estudios y Proyectos, y Solum). Se estableció una comparación entre el contenido de agua de las muestras de los tres sondeos, antes indicados, y que se presentan en la tabla 1; así mismo, se realizó una -- comparación entre las propiedades índice de las muestras del sondeo P₁ (Condesa y 5 de Mayo), con las mismas propiedades de las muestras inalteradas obtenidas en Minería (M₁) y que se resumen en la tabla 2.

De la observación de estas dos tablas se concluye que es válido utilizar los ensayos realizados con las muestras del sondeo P₁, ya que se trata de suelos con propiedades semejantes.

En Condesa y 5 de Mayo, según datos obtenidos de los archivos del Instituto de Ingeniería, se realizaron tres sondeos: P₁, P₂ y P₃, de los cuales se utilizó el primero por ser el más completo. Con las muestras del sondeo P₁ se efectuaron doce pruebas de consolidación, una prueba de compresión simple y granulometrías; determinándose, así mismo, el contenido de agua, la relación de vacíos, el peso volumétrico y la gravedad específica (fig. 1 a 12).

Tabla 1

Variación del contenido de agua con la profundidad en las diferentes perforaciones

P ₁ (Condasa y S de Mayo)		Solum		Est. y Proyectos	
Prof. m.	W%	Prof. m.	W%	Prof. m.	W%
9.92	30.83	9.90	325	10.20	326
10.30	351.0	10.50	320	12.0	326
12.40	250	12.20	250	12.60	250
15.13	217	15.20	250	15.00	206.8
15.80	230	15.70	250	15.60	211.6
20.25	180.9	19.60	190	20.20	148.2
20.75	244.9	20.80	220	—	—
25.25	249.6	—	—	25.00	261.4
25.80	298.2	26.20	250	—	—
27.13	262.8	27.50	260	27.40	203.7
30.70	252.1	31.10	200	31.00	245.6
39.85	160.5	39.00	150	39.55	135.7

Tabla 2

Comparación de las propiedades de los suelos según las perforaciones M₁ (P de Minería) y P₁ (Condesa y 5 de Mayo).

M ₁ (P. de Minería)					P ₁ (Condesa y 5 de Mayo)				
Prof. m.	W %	γ _m Kg/m ³	e	S _s	Prof. m.	W %	γ _m Kg/m ³	e	S _s
10.55	336.4	1147	7.79	2.31	10.30	351	1145	7.61	2.25
10.65	218.7	1147	4.89	2.12	—	—	—	—	—
14.35	221.5	1226	5.12	2.33	15.13	217	1223	5.17	2.38
14.45	206.3	1224	4.67	2.27	—	—	—	—	—

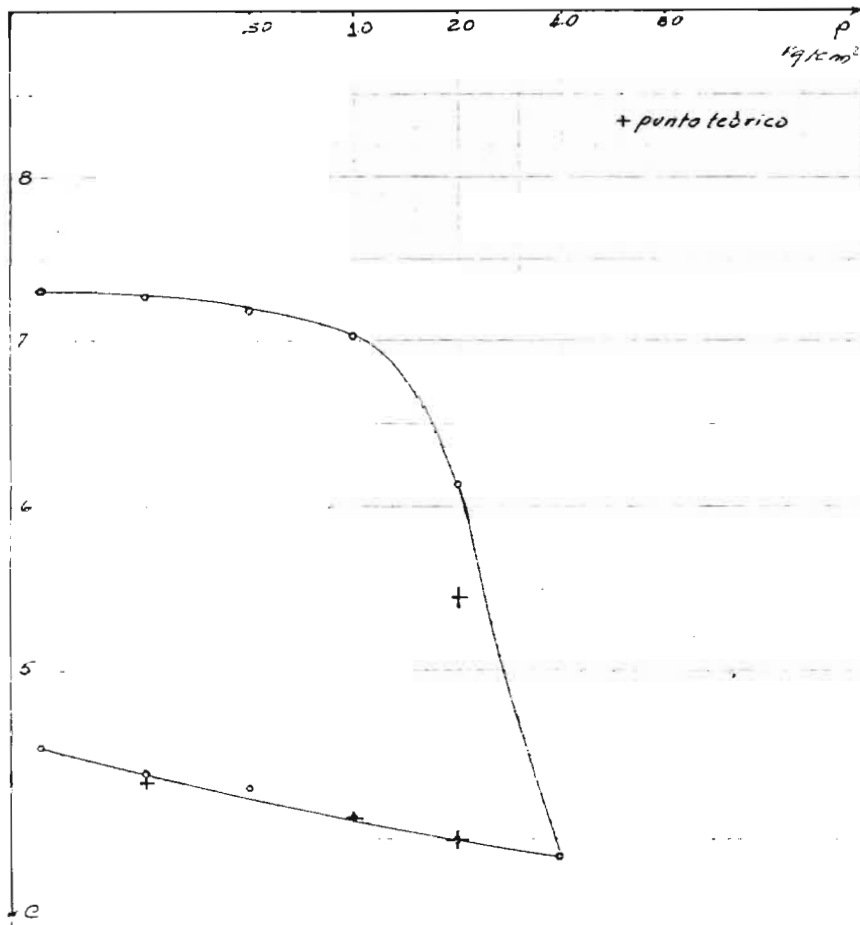


fig 1 - curva e-log p

Perf.	Prof. m	d. %	S _s	$\frac{S_{sp}}{S_p}$	e	γ	S _p	ρ
P ₁	9.92	30.83	2.38	11.66	7.30	.54	.042	.076

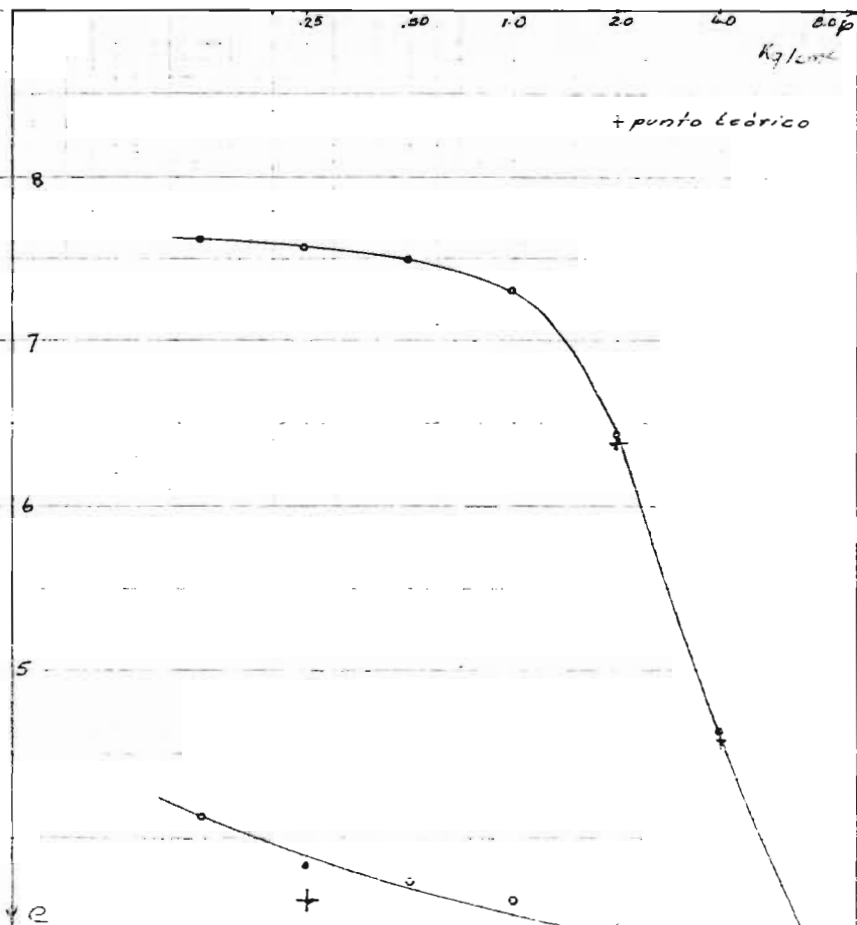
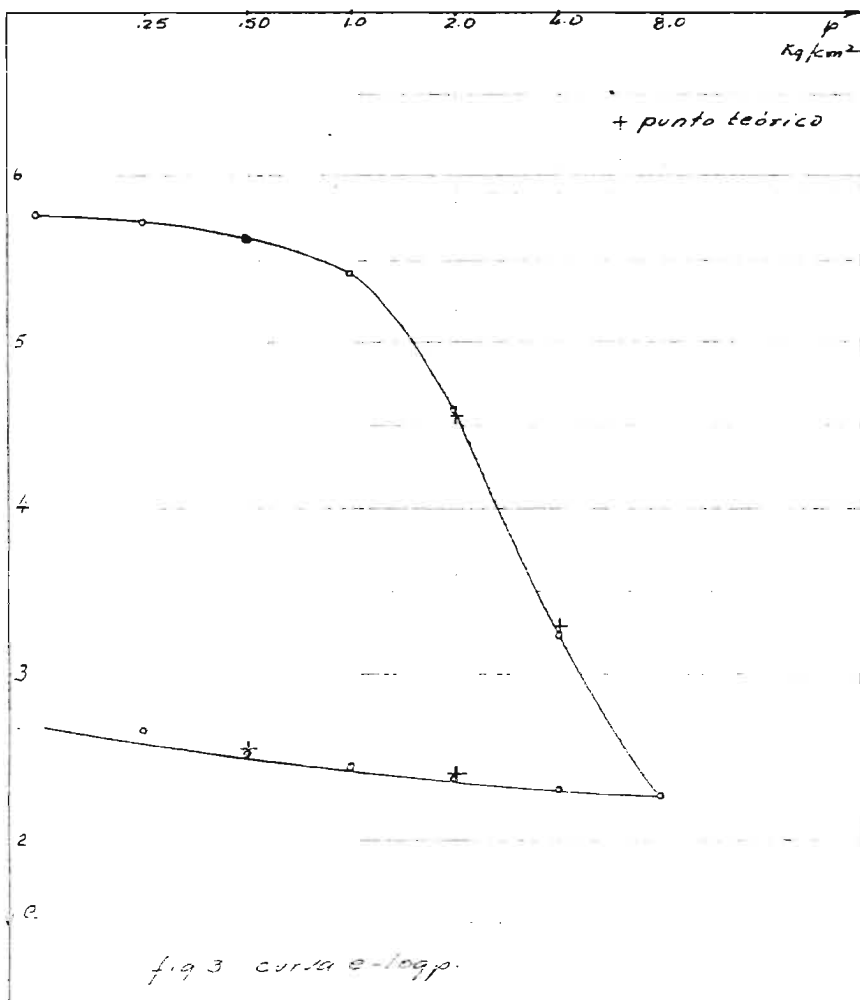
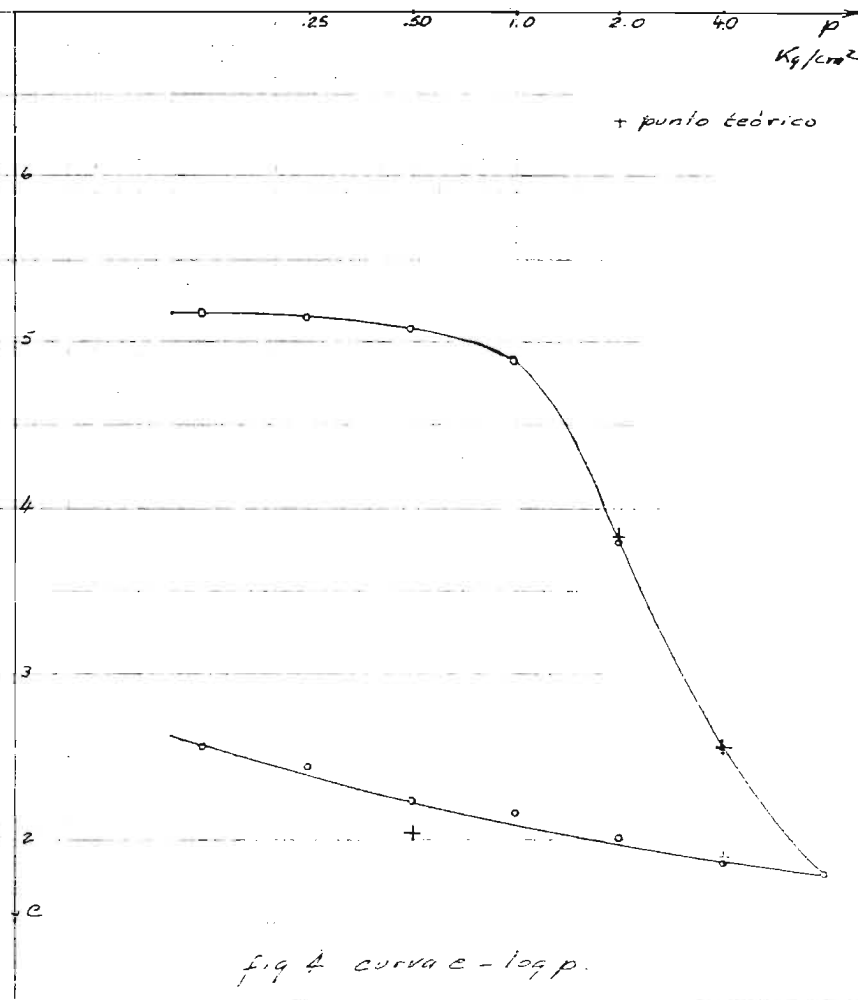


fig 2 curva e-log p

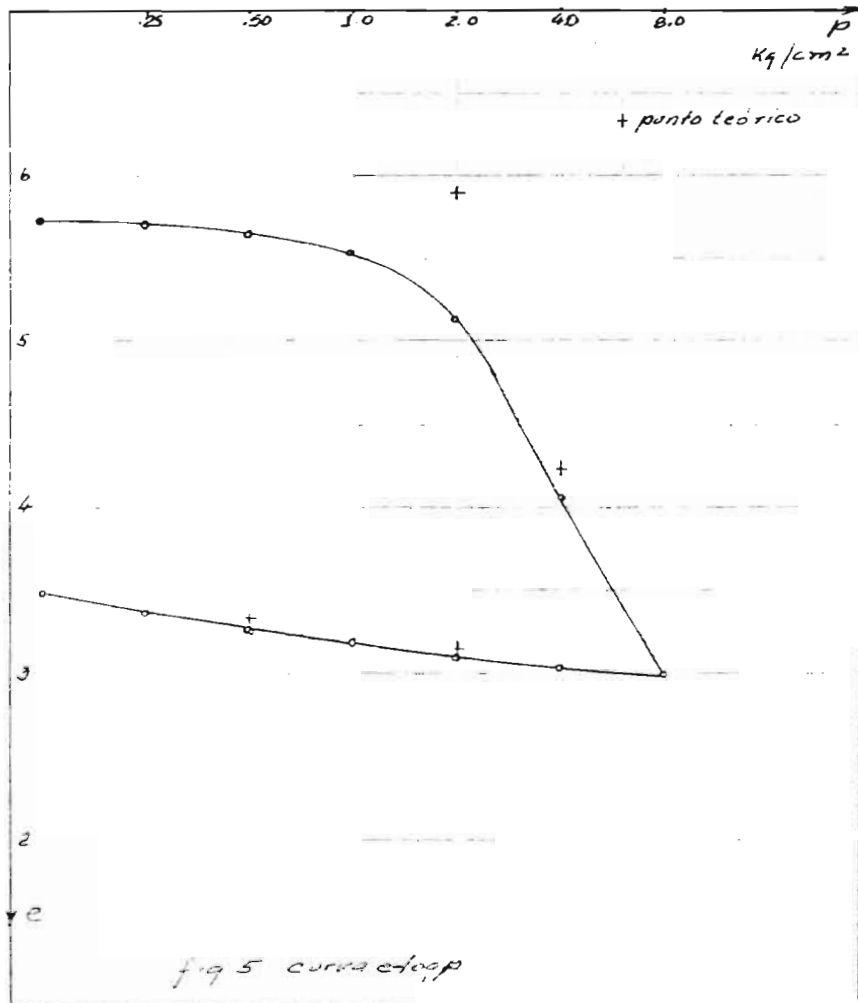
Perf.	Prof. m	d. %	S _s	$\frac{S_{sp}}{S_p}$	e	γ	S _p	ρ
P ₁	10.30	35.10	2.25	11.45	7.61	.40	.030	.075



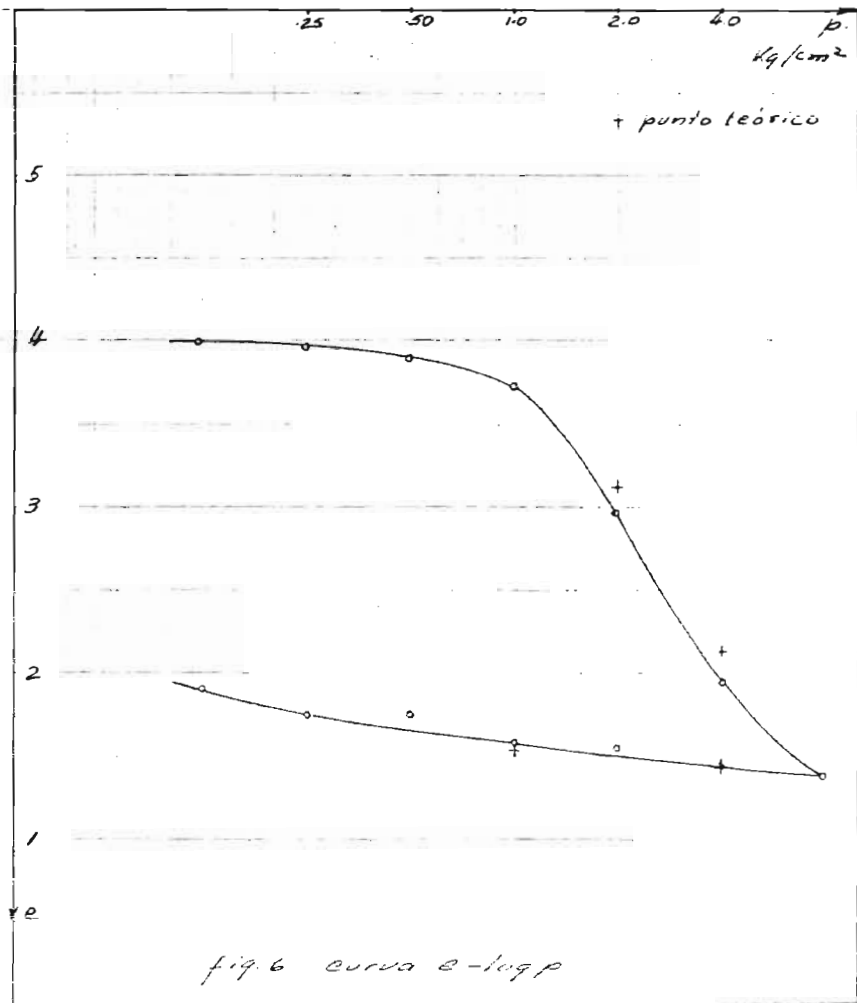
Perf	Prof m	W g/s	S ₀	Y _{en} g/m ³	e	β	ρ _p	ρ
P1	12.40	250.0	2.34	1197	5.80	.377	.028	.074



Perf	Prof m	W g/s	S ₀	Y _{en} g/m ³	e	β	ρ _p	ρ
P1	15.13	277.0	2.38	1223	5.17	.397	.035	.147



Perf.	Prof m	W %	S _s	δ_{sm} %	e	γ	σ_p	ρ
F ₁	1580	2300	246	1212	3.99	.312	.027	.077



Perf.	Prof m	W %	S _s	δ_{sm} %	e	γ	σ_p	ρ
F ₁	2025	1809	2.22	1244	3.99	.365	.039	.107

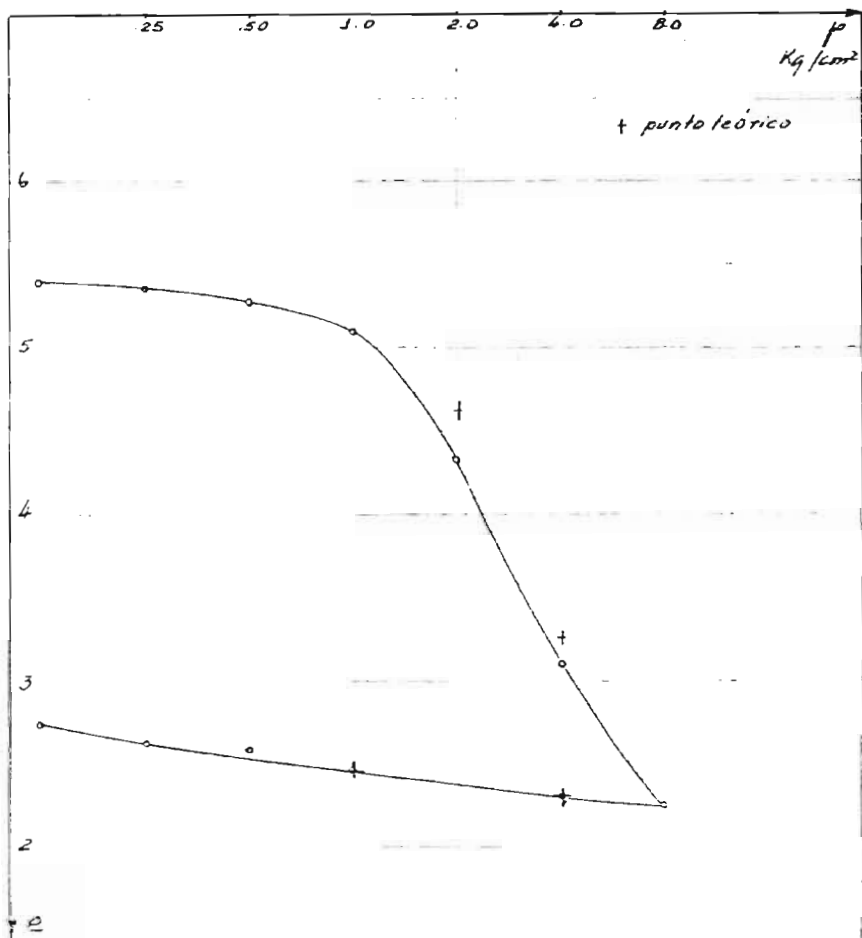


fig 7 - curva e - log. p

Perf.	Prof. m	H. %	S _s	\bar{v}_{moy}	e	γ	ρ_p	P
P ₁	20,75	244,9	2,23	1192	5,40	360	.633	.092

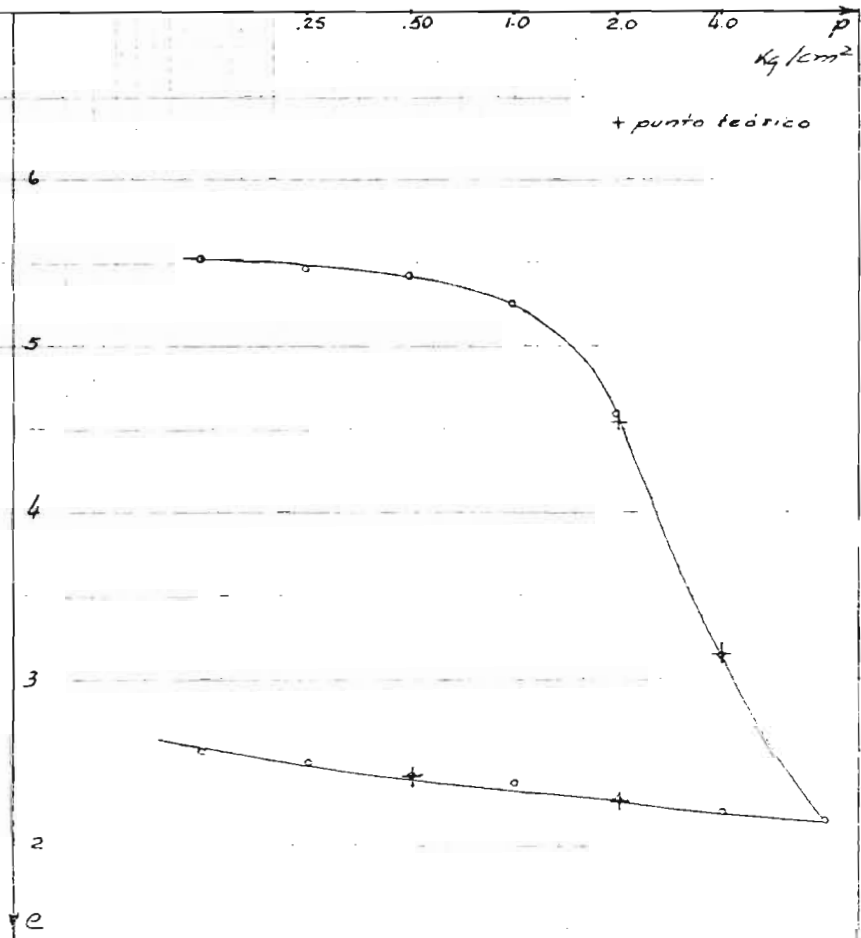
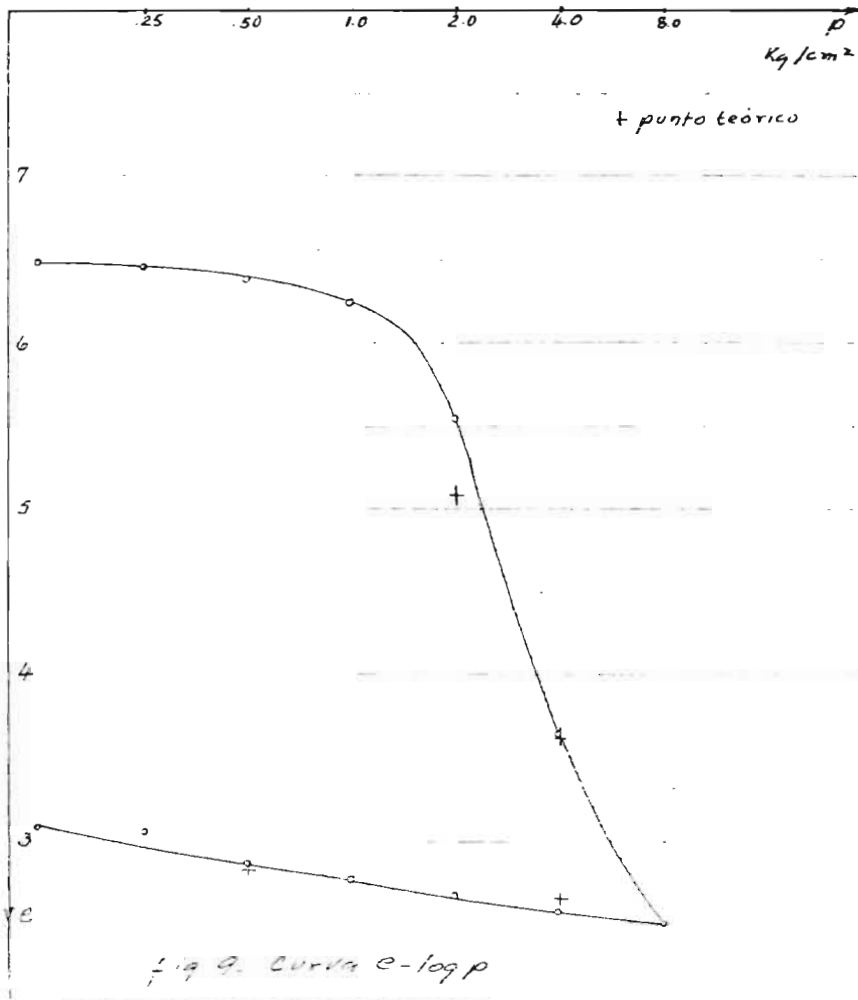
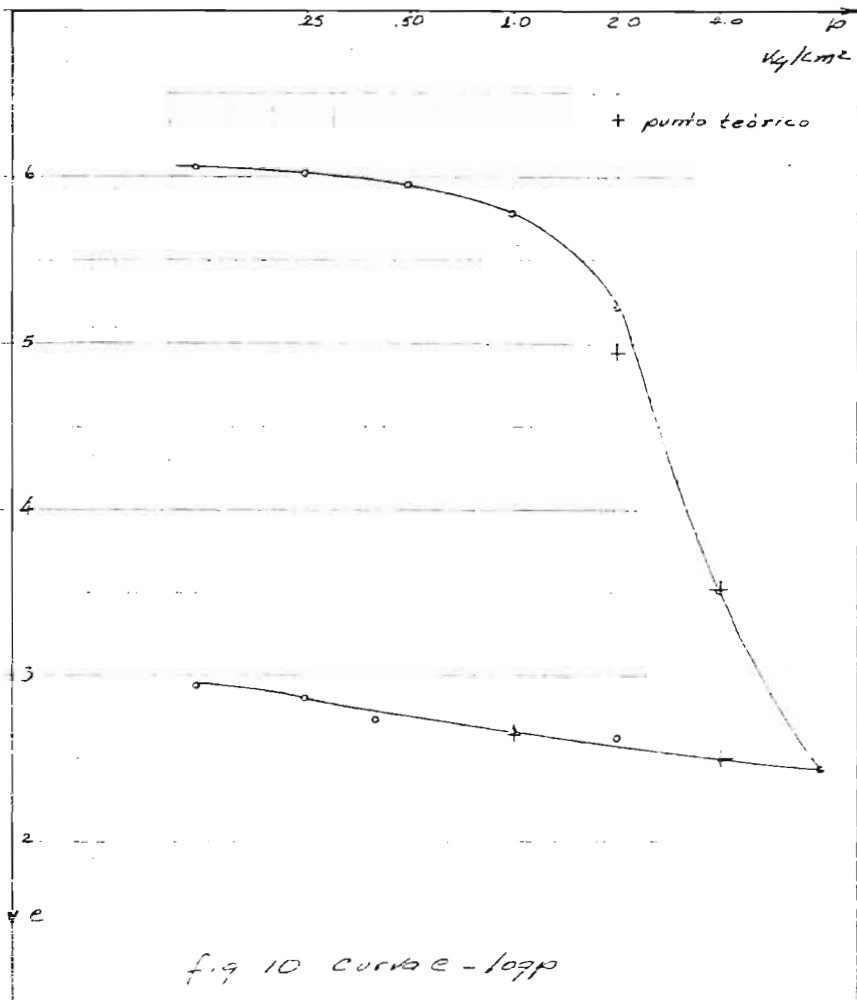


fig 8 - curva e - log. p

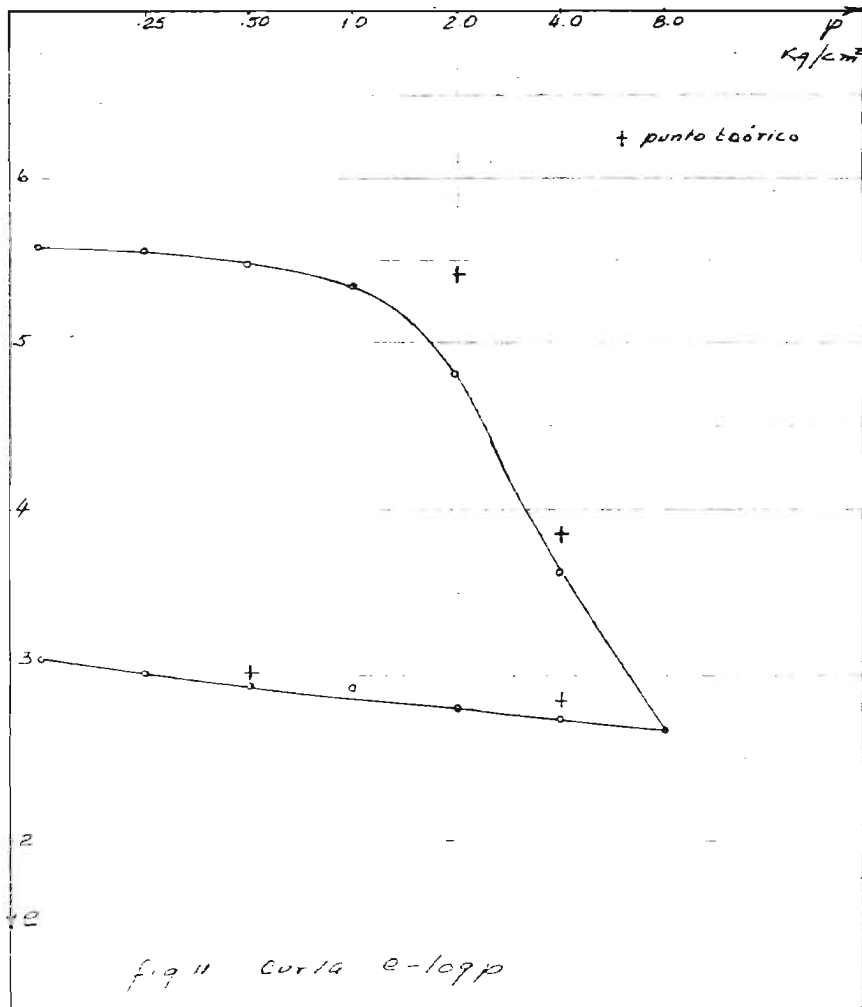
Perf.	Prof. m	H. %	S _s	\bar{v}_{moy}	e	γ	ρ_p	P
P ₁	25,35	249,6	2,20	1184	5,51	396	.631	.073



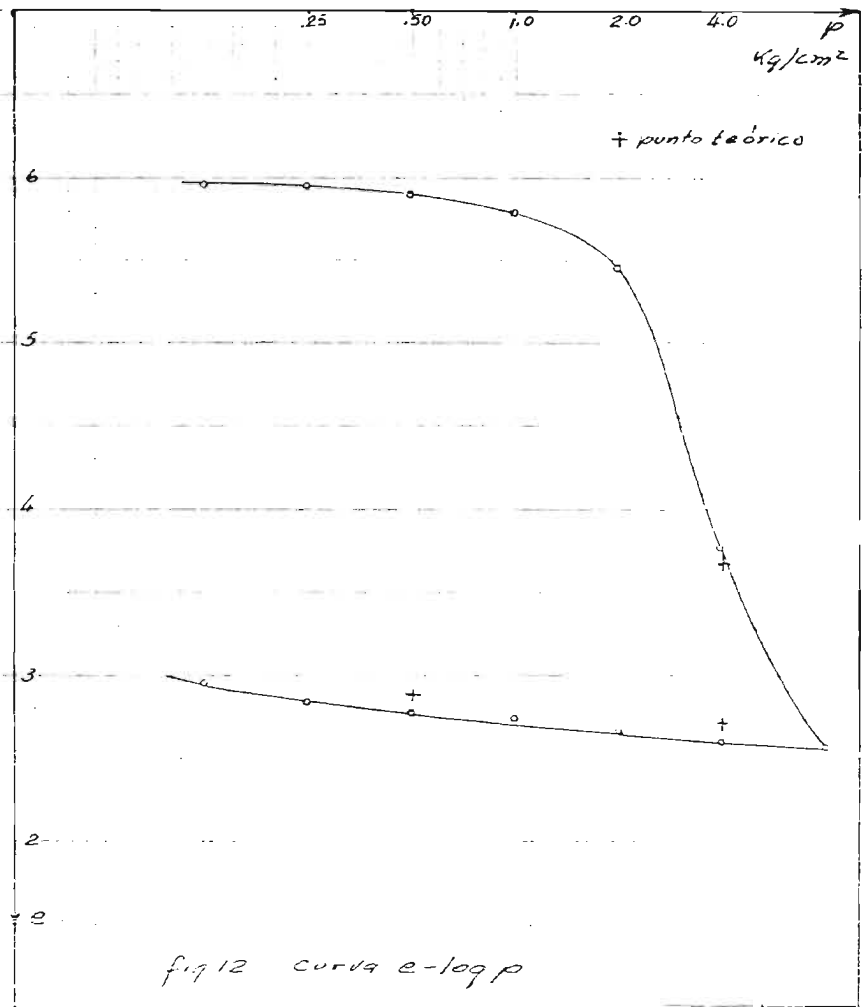
Perf	Prof m	W %	Ss	h _{total}	e	g	g _p	p
P ₁	2580	2962	2.19	1160	6.43	.452	.036	.079



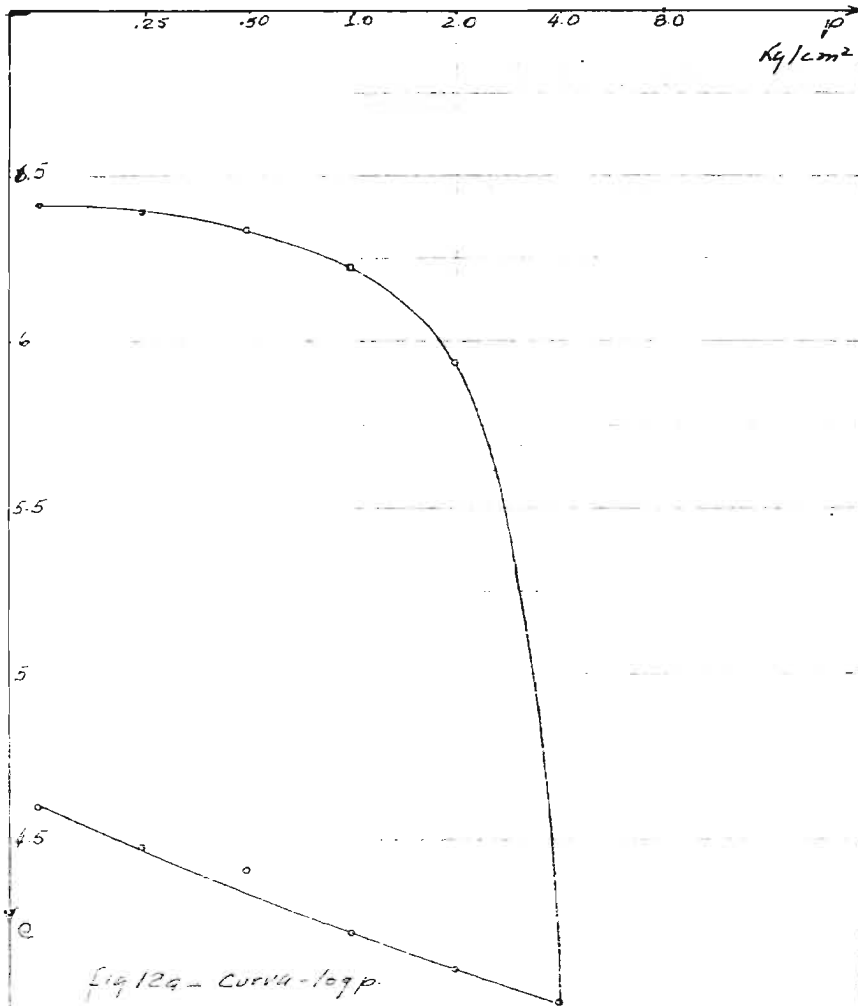
Perf	Prof m	W %	Ss	h _{total}	e	g	g _p	p
P ₁	2713	262.8	2.28	1180	6.09	.396	.034	.066



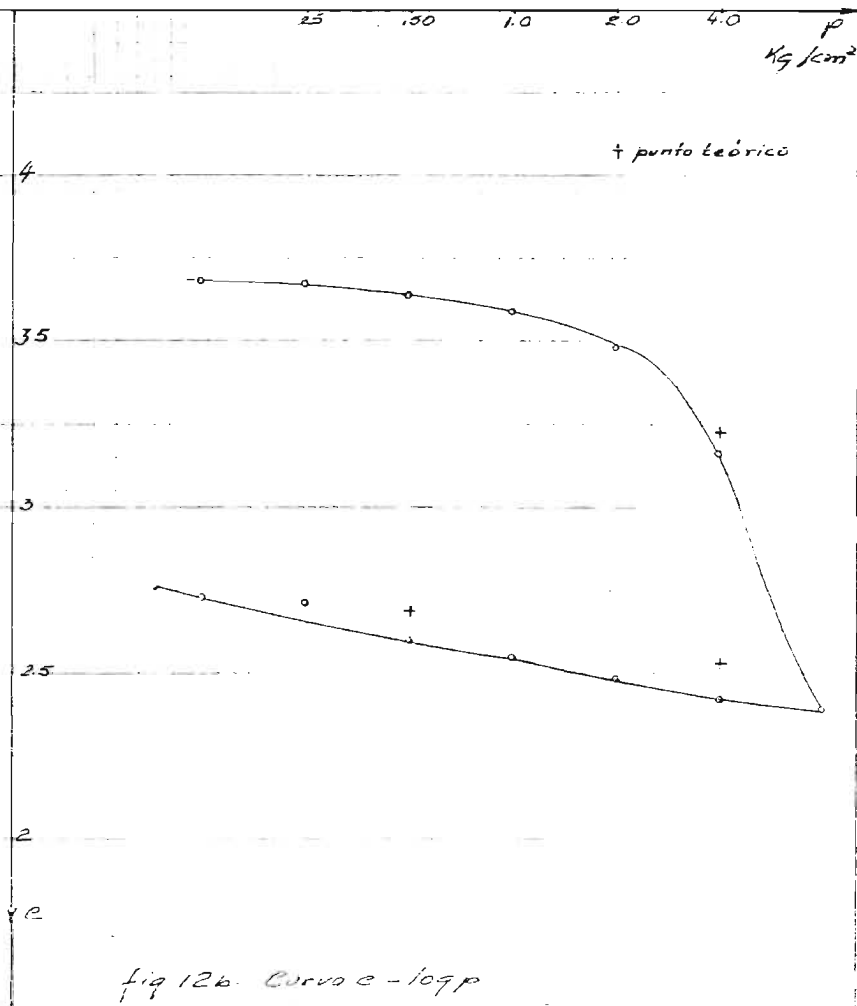
Perf	Prof m	W 0/10	Ss	$\log p$	e	τ	τ_p	ρ
P1	2785	2326	2.39	1211	5.58	.325	.030	.092



Perf	Prof m	W 0/10	Ss	$\log p$	e	τ	τ_p	ρ
P1	3070	274	2.39	1199	5.96	.423	.036	.085



Perf	Prof m	W %	Ss	δ_{sp}/c	e	τ	δ_p	ρ
P1	3060	2741	2.39	1187	6.42	.471	.033	.070



Perf	Prof m	W %	Ss	δ_{sp}/c	e	τ	δ_p	ρ
P1	3985	160.5	2.33	1286	3.65	.30	.033	.077

2.2.- Estratigrafía.

De las distintas perforaciones que se realizaron -- con el objeto de conocer las propiedades del subsuelo del Palacio de Minería, se puede concluir que está constituido por:

a) Un relleno que va desde la superficie hasta 2.70 ms., y está constituido por arena con gravilla, algo de limo y restos de materiales de construcción, de compactación suelta a media ($N = 4 - 30$).

b) De 2.70 ms. a 4.00 ms., existe un pequeño estrato de limo-arenoso con gravilla de compactación muy suelta, con $N = 0$.

c) Luego se encuentra un estrato de arcilla muy blanda ($N = 0$, $w = 120\%$) de 4.00 ms. a 5.40 ms.

d) Desde 5.40 ms. hasta 8.00 ms., existe un estrato de limo y limo-arenoso de alta compresibilidad y consistencia media a firme ($N = 4 - 15$, $w = 60\%$).

e) A partir de 8.00 ms. y hasta los 31.60 ms., aproximadamente, existe lo que se acostumbra en llamar la formación arcillosa superior, la cual es de alta compresibilidad y en la que se encuentran eventualmente lentes de limo-arenoso. La consistencia de estas arcillas es variable, entre los 8.00 y 15.00 ms. es muy blanda ($N = 0 - 1$, $w = 320\%$), luego de 15.00 a 26.00 ms. la consistencia es de blanda a media ($N = 2 - 8$, $w = 200\% - 300\%$), y por último de esta profundidad hasta 31.60 ms. la consistencia vuelve a ser muy blanda ($N = 0 - 1$, $w = 100\% - 300\%$).

f) Desde los 31.60 ms. hasta, aproximadamente, 33.40 ms. se encuentra un estrato de arena-limosa de compactación muy alta ($N > 60$) y a la cual se llama comúnmente primera capa dura.

g) A partir de 33.40 m. hasta 44.00 ms. de profundidad, existe una arcilla de consistencia variable de muy blanda a firme (N = 0 - 15) w = 100% - 180%) que es la conocida como formación arcillosa inferior, encontrándose entre 40.00 y 41.00 ms. varios lentes de vidrio volcánico.

h) Desde 44.00 ms. en adelante se localizaron los depósitos profundos formados por limos-arenosos de consistencia de muy firme a dura (N = 25 - 60).

La estratigrafía se presenta en la fig. 13.

El Palacio de Minería se encuentra en la llamada zona del lago dentro de la zonificación del subsuelo del valle de México, y la estratigrafía que se describió en los párrafos anteriores en general se ajusta a las características de dicha zona, a saber: manto superficial (rellenos artificiales, limo, arena y arcilla), formación arcillosa superior (arcillas de origen volcánico de alta compresibilidad con pequeños lentes de arena-limosa), primera capa dura (limos-arenosos y arcillosos muy compactos), formación arcillosa inferior (arcilla de origen volcánico de menor compresibilidad que la arcilla de la formación superior), y por último los depósitos profundos; pero con respecto a la zonas virgenos pocos alteradas por sobrecargas se puede decir que el suelo en estudio tiene menor contenido de agua, lo cual representaría una prueba de la consolidación por la sobrecarga soportada.

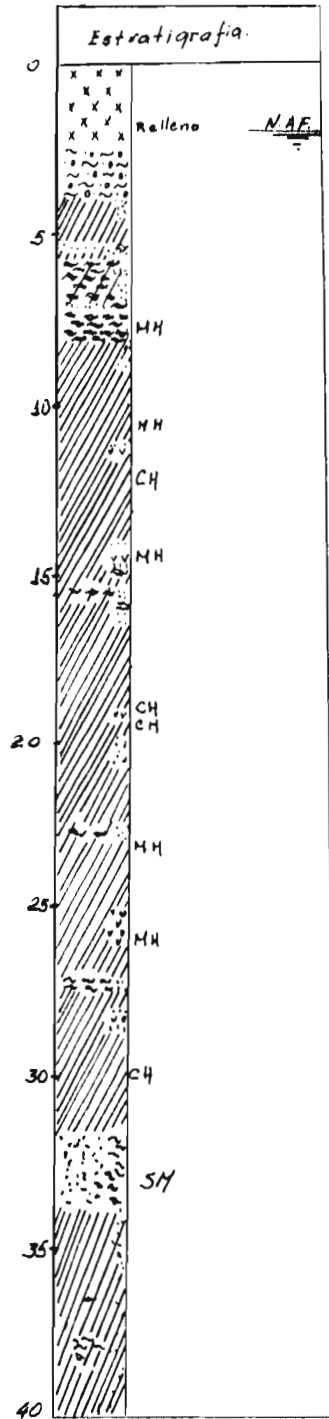


fig 13 Estratigrafia media

3.- OBTENCION DE LOS COEFICIENTES γ , γ_p y ρ .

En capítulos anteriores se estableció que:

$$\gamma = \frac{\log\left(\frac{1 + e}{1 + e_0}\right)}{\log\left(\frac{\sigma_0}{\sigma}\right)} \quad (12)$$

$$\gamma_p = \frac{\log\left(\frac{1 + e}{1 + e_0}\right)}{\log\left(\frac{\sigma_0}{\sigma}\right)} \quad (13)$$

$$\rho = \frac{\gamma_p}{\gamma} \quad (7)$$

Los valores de σ , σ_0 , e y e_0 se obtienen de las curvas de consolidación estandar correspondientes.

Para efectos del presente trabajo se ha designado al coeficiente de expansión como γ_p' , ya que se ha obtenido de las curvas de consolidación estandar y no de las curvas de consolidación isotrópica (ref. 1).

De las curvas de consolidación estandar de las muestras del sondeo P₁ , que se presentan en las figuras 1 a 12 se calcularon los coeficientes γ , γ_p' y ρ , que se resumen en la tabla 3. Estableciéndose los valores medios siguientes:

$$\gamma = 0.394 \quad \gamma_p' = 0.034 \quad \rho = 0.086$$

Los valores medios anteriores, para su aplicación en el presente trabajo, fueron redondados a los siguientes:

$$\gamma = 0.40 \quad \gamma_p' = 0.032 \quad \rho = 0.08$$

Con estos últimos valores medios redondeados de los coe
ficientes β y β_p ($\beta = 0.40$ y $\beta_p = 0.032$) se calcularon los
puntos teóricos de las curvas de consolidación, los mismos -
que se muestran, también, en las figuras 1 a 12.

Tabla 3 - Calculo de los coeficientes γ , γ'_p , ρ'

Sondeo P ₁									
Prof. m.	σ_0 kg/cm ²	e_0	compresión		expansión		γ	γ'_p	ρ'
			σ_c kg/cm ²	e_c	σ_e kg/cm ²	e_e			
9.92	1.0	3.89	2.0	6.12	0.25	4.40	0.52	0.042	0.076
10.30	8.0	3.24	2.0	6.43	0.5	3.73	0.60	0.030	0.075
12.40	8.0	2.25	2.0	4.48	0.5	2.51	0.377	0.028	0.074
15.13	8.0	1.77	2.0	3.80	0.5	2.23	0.397	0.055	1.444
15.80	8.0	2.97	2.0	5.12	0.25	33.6	0.312	0.027	0.077
20.25	8.0	1.38	2.0	2.95	1.0	1.58	0.365	0.039	0.107
20.75	8.0	2.23	2.0	4.22	0.25	2.62	0.360	0.033	0.092
25.35	8.0	2.13	4.0	3.12	0.5	2.41	0.396	0.031	0.078
25.80	8.0	2.49	2.0	5.53	0.5	2.86	0.464	0.036	0.079
27.13	8.0	2.42	4.0	3.50	1.00	2.67	0.396	0.034	0.086
27.85	8.0	2.68	4.0	3.61	0.25	2.51	0.325	0.030	0.092
30.70	8.0	2.55	4.0	3.76	0.25	3.02	0.423	0.036	0.085
30.80	4.0	4.0	2.0	5.93	0.25	4.48	0.471	0.033	0.070
39.85	8.0	2.38	4.0	3.16	0.5	2.60	0.30	0.023	0.077

4.- HISTORIA DE CARGAS.

El Palacio de Minería fué construido en 1.813, y la cimentación de sus muros está constituida por zapatas corridas de mampostería de 1.20 ms. de ancho, y desplantadas a 1.68 ms. de profundidad aproximadamente, debajo de las zapatas -- existen estacas de madera de un diámetro aproximado entre 6 y 8 cm. y de 1.30 a 1.50 ms. de longitud, con una densidad -- de 48 estacas por metro lineal de zapata (fig. 14), (ref.4).

A causa del hundimiento del edificio desde su construcción hasta la fecha actual el piso original fué quedando bajo el nivel de la calle, por lo que fué necesario realizar -- rellenos por encima de dicho piso hasta llegar al nivel actual. En la fig. 15, se dibuja una curva de los asentamientos regionales a partir de 1.898 hasta 1.957 (ref.3), y en -- la fig. 16 se presentan los hundimientos del edificio según un eje diagonal en planta (ref. 4).

No existen datos exactos de la sobrecarga del edificio, por lo que se toma como peso aproximado del mismo 49,000 toneladas, estimándose que él trasmite al suelo 6.5 Ton/m², ya que las presiones que cada una de las cimentaciones de los -- muros transmiten al suelo se traslapan a cierta profundidad y por tanto se estima que el subsuelo bajo toda el área del edificio estuvo sometido a presiones que actúan cual si fuera una losa, pero esto desde luego es hipotético ya que existe una cierta concentración de carga en algunos muros, sobre to do en la zona sur, esto dió lugar a que los asentamientos no fueran uniformes, siendo mayores en la zona antes nombrada.

Dentro de las obras de reacondicionamiento del Palacio se incluyeron excavaciones tanto dentro del edificio como en las calles adyacentes a diferentes profundidades que van des de 0.15 a 1.20 ms.. Estas excavaciones provocaron expansiones las cuales se tratarán de estimar en el siguiente capítulo.

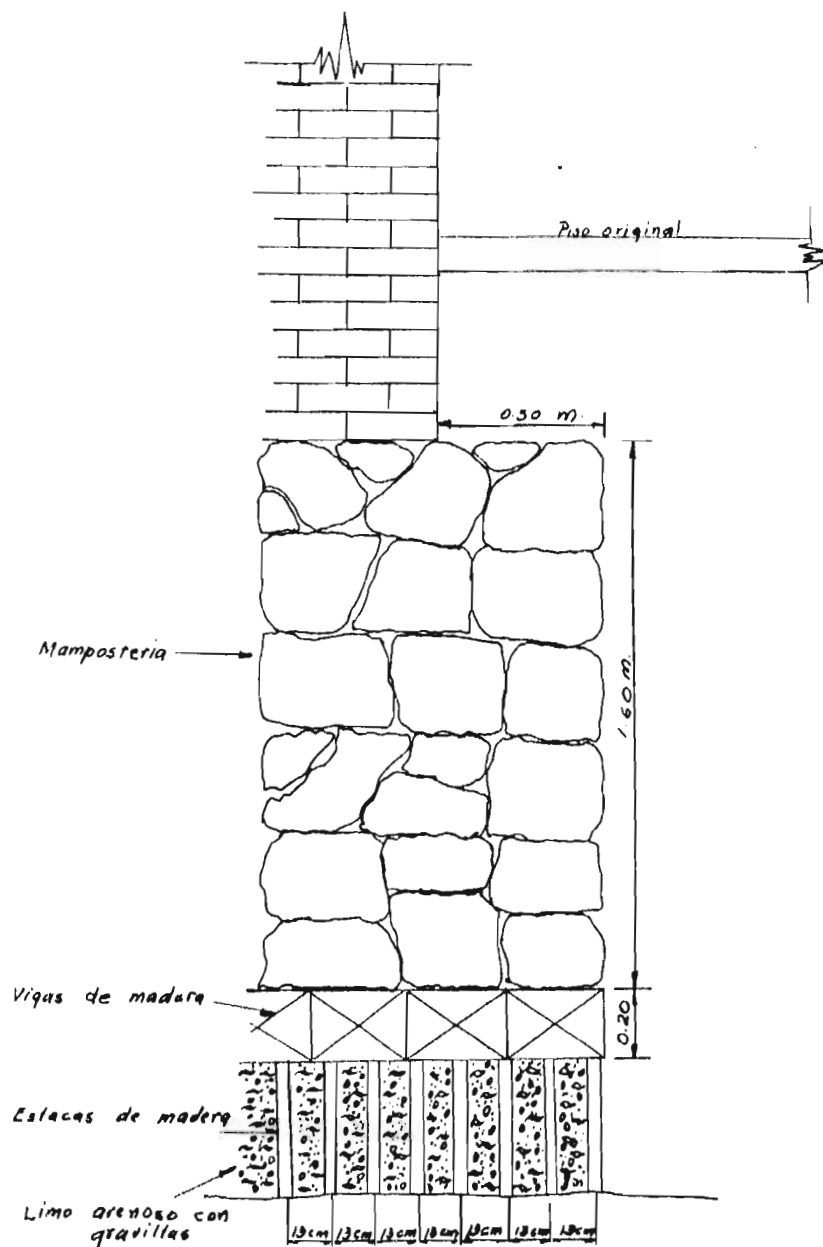


fig 14. - Cimentación del muro - Palacio de Minería.

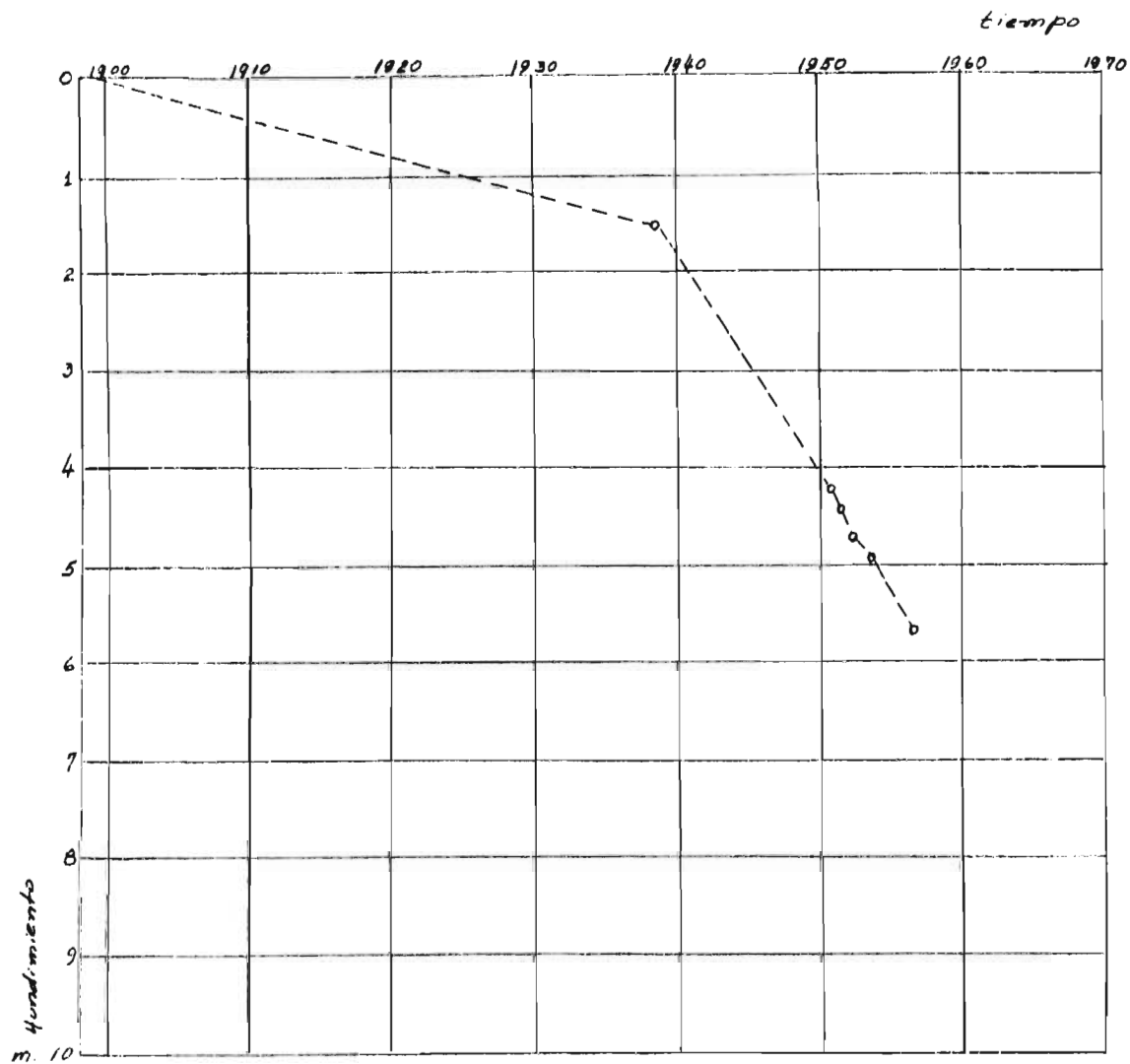


fig 15.-Hundimiento (regional-tiempo) del Palacio de Minería de 1898 a 1957
(Tomado del volumen "Nabor Carrillo")

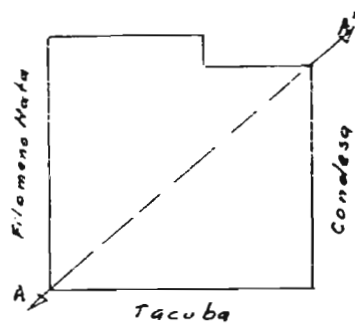
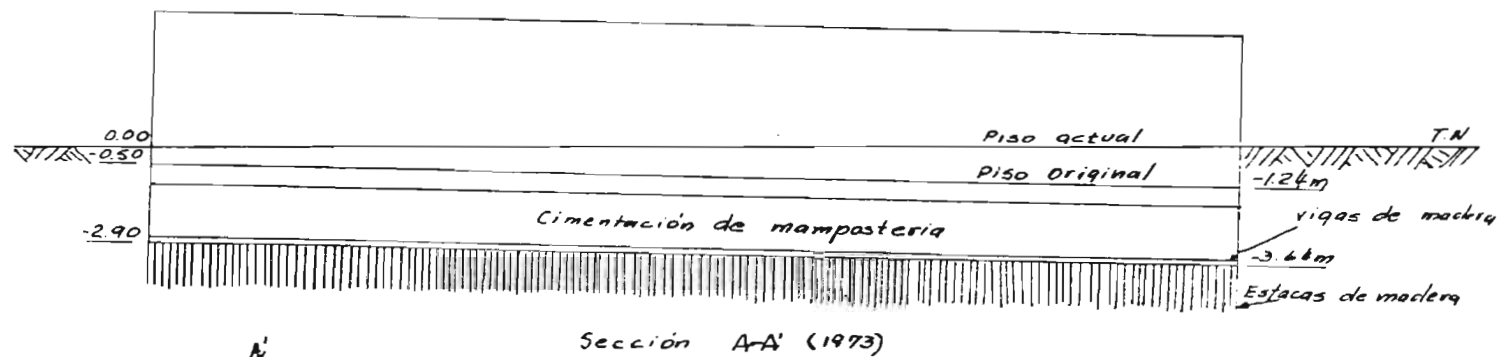
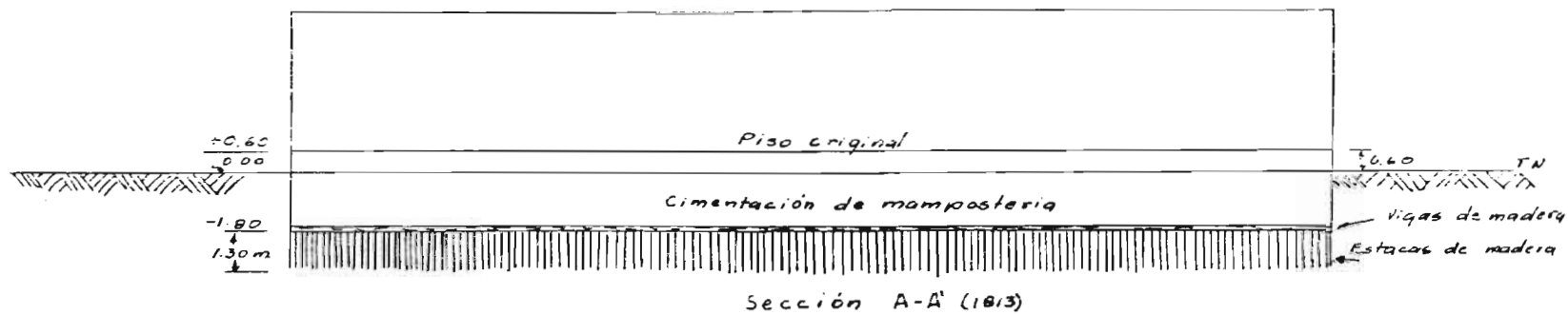


fig 16.- Representación gráfica aproximada del hundimiento del edificio. (ref 4)

5.- CALCULO DE LOS MOVIMIENTOS VERTICALES.

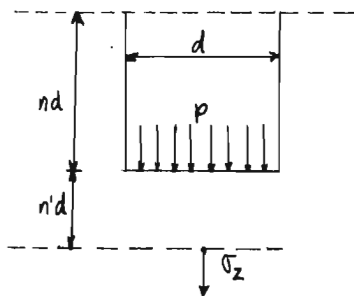
En la fig. 17 se muestran las excavaciones que se realizan dentro de la zona del edificio y en las calles adyacentes, en lo que se refiere al area y a la profundidad de las mismas. Así también, en la fig. 18, se indica la localización de los puntos seleccionados para analizar la influencia de las excavaciones y las expansiones, por ellas, causadas.

Para el cálculo de las presiones transmitidas al suelo y de las expansiones provocadas por ellas se utilizó el programa de computación que, para el cálculo de movimientos verticales en cimentaciones, han desarrollado el M. en I. Gabriel -- Auvinet y el Ing. Carlos Díaz Mora en la sección de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería, quienes gentilmente -- permitieron su utilización, habiendo contado además con la -- cooperación del Ing. Díaz Mora.

El programa, en referencia, permite calcular los esfuerzos inducidos en el suelo por cimentaciones compensadas y/o piloteadas con base en la teoría de la Elasticidad (solución de Mindlin).

Se supone un area uniformemente cargada, flexible y a una -- cierta profundidad. Se supone además que el medio es elástico, isótropo, homogéneo y semi-infinito (ref. 6).

A partir de las fórmulas de Mindlin se puede encontrar el valor de σ_z para un punto situado en el eje de una cimentación circular flexible, uniformemente cargada y localizada a una cierta profundidad por debajo de la superficie del terreno. Integrando la solución de Mindlin para este caso y con -- las notaciones de la figura, se obtiene:



$$\sigma_z = \frac{p}{4(1-\mu)} \left[\left[1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{4n'^2}\right)^{3/2}} \right] + (1-2\mu) \left[\frac{2n}{(n'+2n)} - \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{4n'^2}\right)^{1/2}} + \frac{1}{\left(\frac{1}{4n'^2} + \frac{(n'+2n)^2}{n'^2}\right)^{1/2}} \right] + \right. \\ \left. + \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{4(n'+2n)^2}\right)^{3/2}} \right] \left[(3-4\mu) - 4(2-\mu) \frac{n}{n'+2n} + 6 \left(\frac{n}{n'+2n} \right)^2 \right] + \frac{6nn'}{(n'+2n)^2} \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{4(n'+2n)^2}\right)^{5/2}} \right] \right]$$

Se puede comprobar que si $n = 0$, σ_z es el valor dado -- por Boussinesq.

Puede observarse de la aplicación de la fórmula que para $n' = 0$, σ_z es una función de n lo cual implica que en la -- frontera $n' = 0$ no se verifica la condición impuesta por el -- problema $\sigma_z = p$. Lo cual es una fuerte objeción para la aplicación práctica a este tipo de problemas en general. Sin embargo, para el problema particular analizado, dada las di-- mensiones de las excavaciones se estima que las diferencias -- comparadas con el caso Boussinesq no son muy importantes.

Mediante el programa mencionado, se establecieron los es-- fuerzos transmitidos por el edificio al subsuelo a diferentes profundidades y en los 15 puntos previamente seleccionados. Luego, se determinó la variación de los esfuerzos ocasionada por las excavaciones en los mismos puntos y a las mismas pro-- fundidades. En la fig. 19 se presentan los esfuerzos a que, fi-- nalmente, está sometido el suelo.

Introduciendo, en dicho programa, el coeficiente de ex-- pansion γ'_p , puesto que se trata de una descarga, y la ecua--

ción que para el cálculo de movimientos verticales, presentó el Dr. Juárez Badillo (ref. 1):

$$\Delta H = \int_0^H \left(1 - \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{\gamma'_p} \right) dz \quad (14)$$

en donde para fines del presente trabajo se consideró:

σ = presión a que está sometido el suelo después de la excavación.

σ_0 = presión a que está sometido el suelo antes de la excavación.

ΔH = incremento de espesor del estrato en estudio.

γ'_p = coeficiente de expansión.

Se determinaron las expansiones en los puntos **analizados**, las mismas que se presentan en la tabla 4, cabe indicar que dichas expansiones corresponden a movimientos verticales diferidos. Como el banco de nivel era superficial y se encontraba localizado a 9.00 ms. de distancia del edificio, se determinó que era afectado por las excavaciones, sufriendo un movimiento vertical (expansión) de 11 mm. que fueron sumados a -- los movimientos verticales diferidos obtenidos para cada uno de los puntos analizados.

Desde el punto de vista estratigráfico en el programa se consideró: a) un primer estrato de 2 ms. de espesor, con un peso volumétrico equivalente a la sobrecarga que transmite el edificio, igual a 4.75 T/m³, y un coeficiente $\gamma'_p = 0$; b) un segundo estrato de 38.0 ms. de espesor, con peso volumétrico sumergido de 0.20 T/m³ y un coeficiente $\gamma'_p = 0.032$.



DEPFI

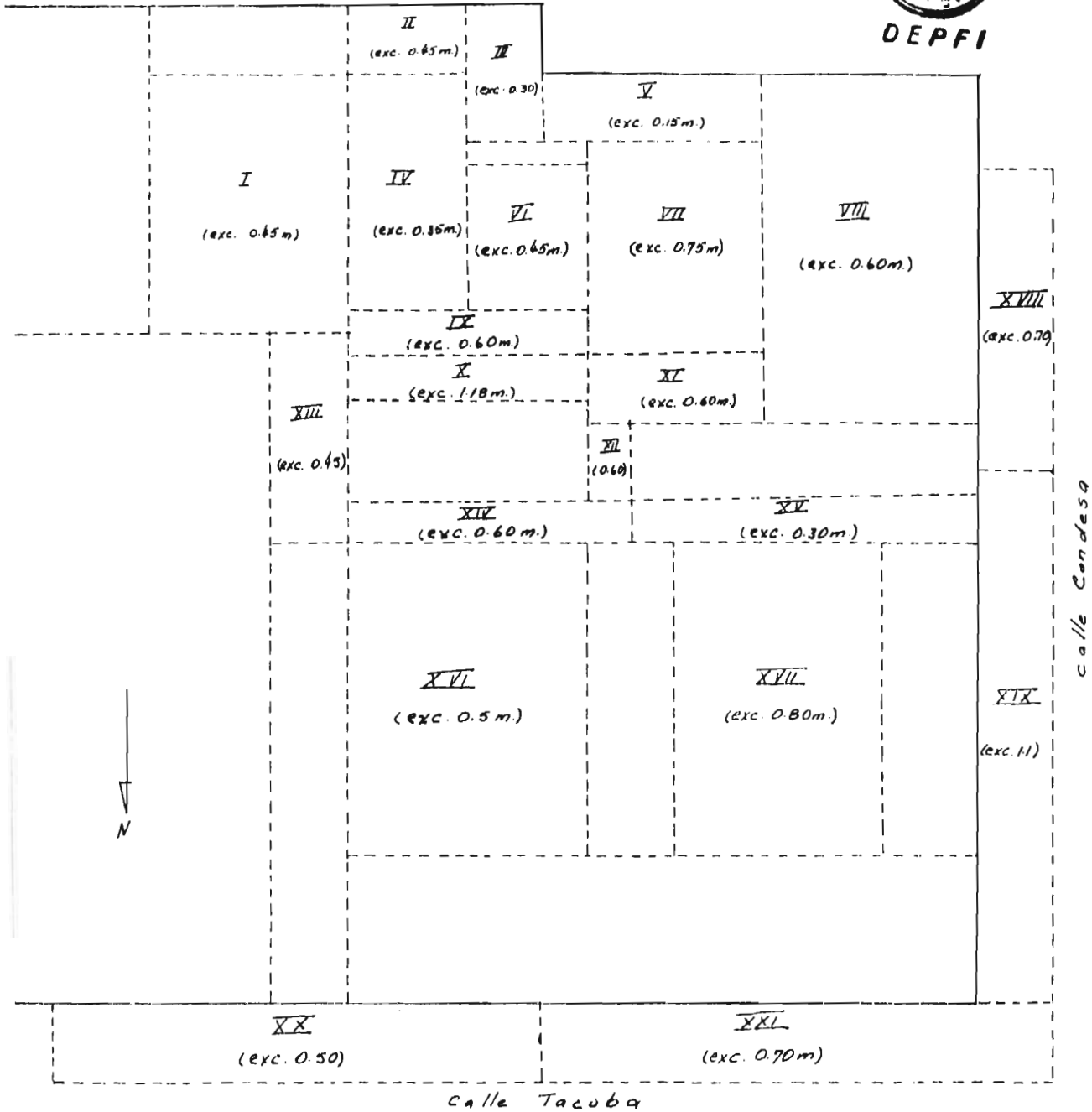


fig 17. - Excavaciones realizadas.

Esc: 1:500

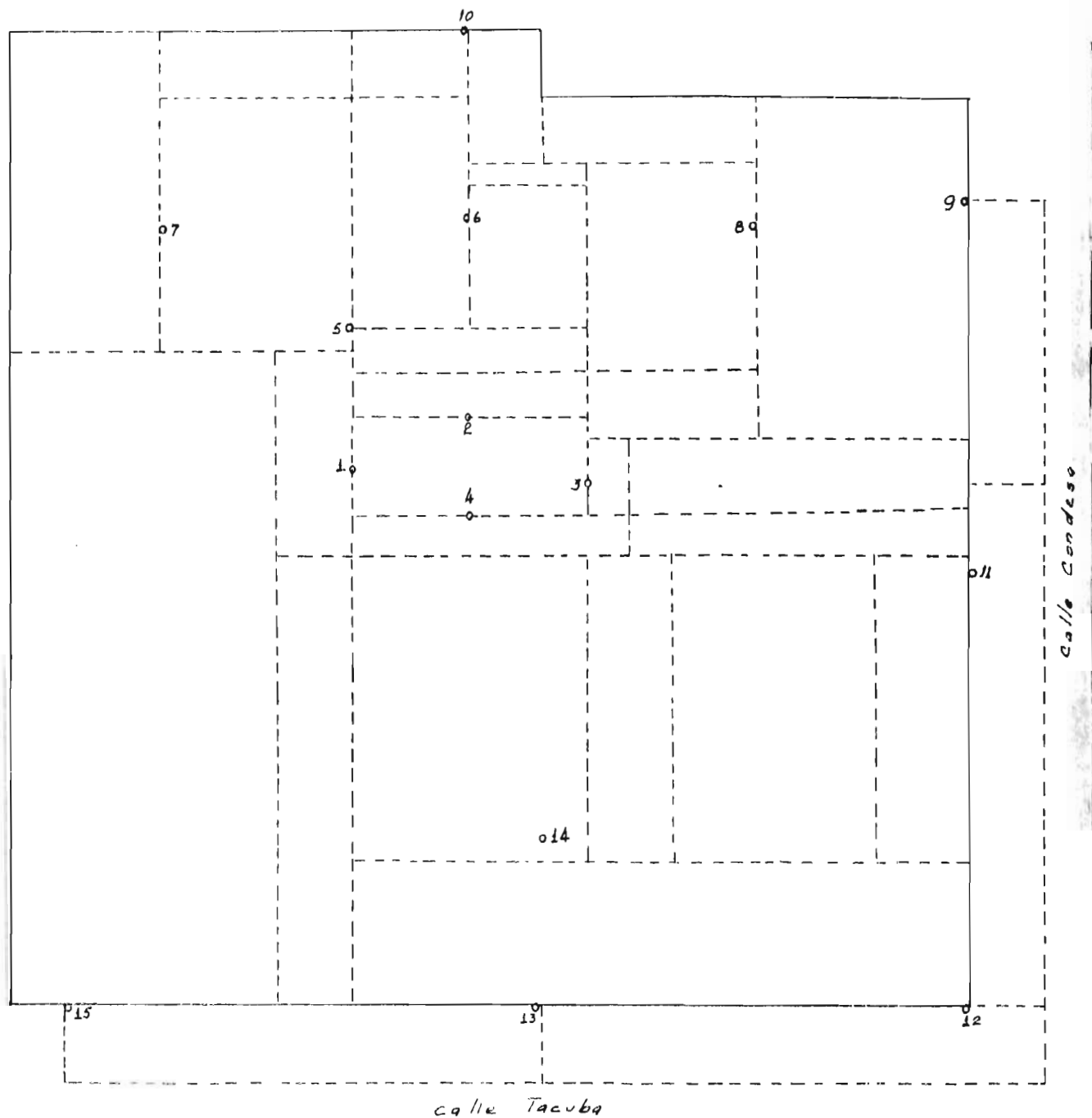


fig. 18 Localización de los puntos estudiados

Escala: 1:500

Tabla 4

Expansiones calculadas

Punto	expansion (mm)
1	39
2	60
3	50
4	46
5	52
6	48
7	24
8	68
9	43
10	22
11	58
12	49
13	30
14	39
15	11

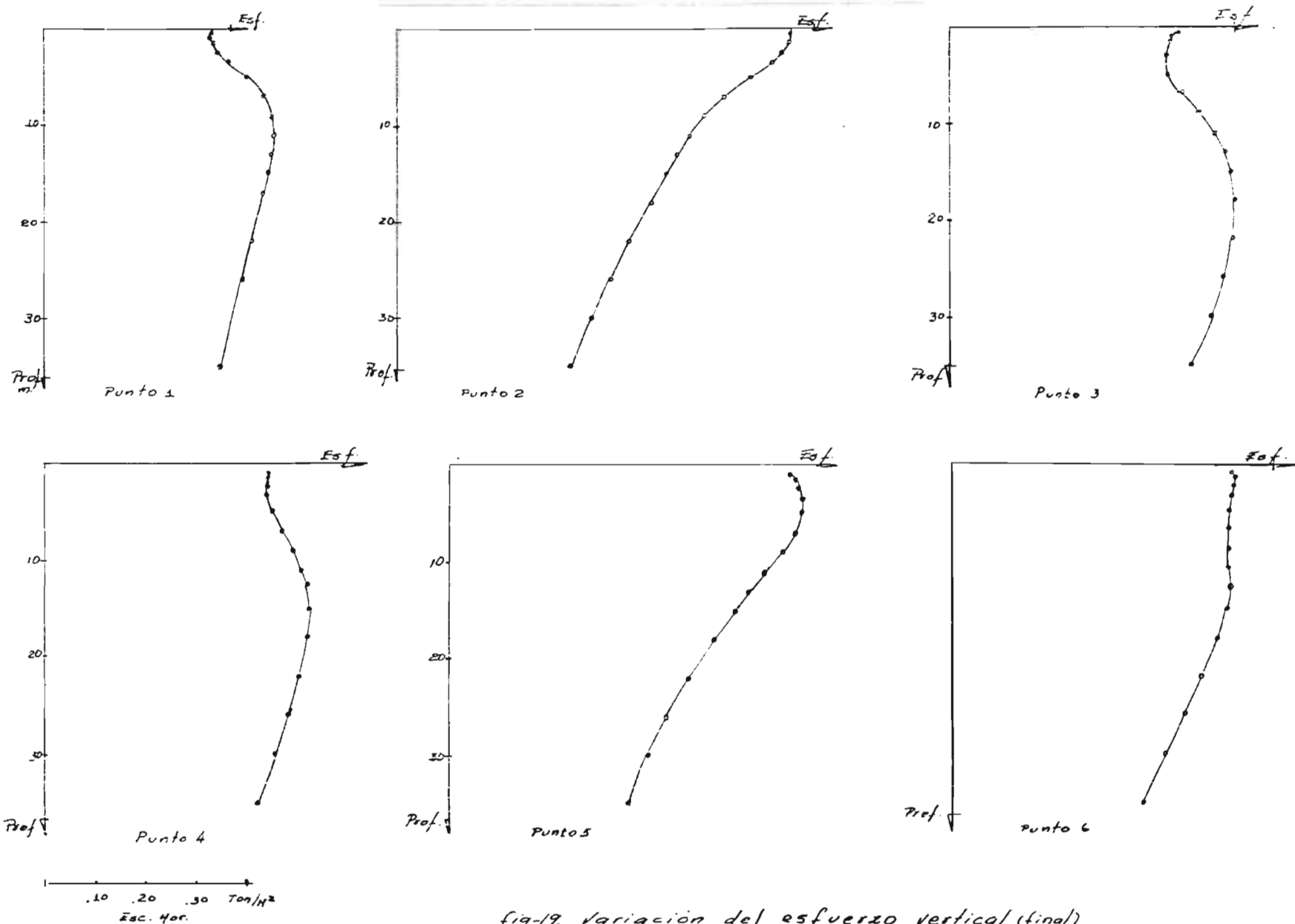
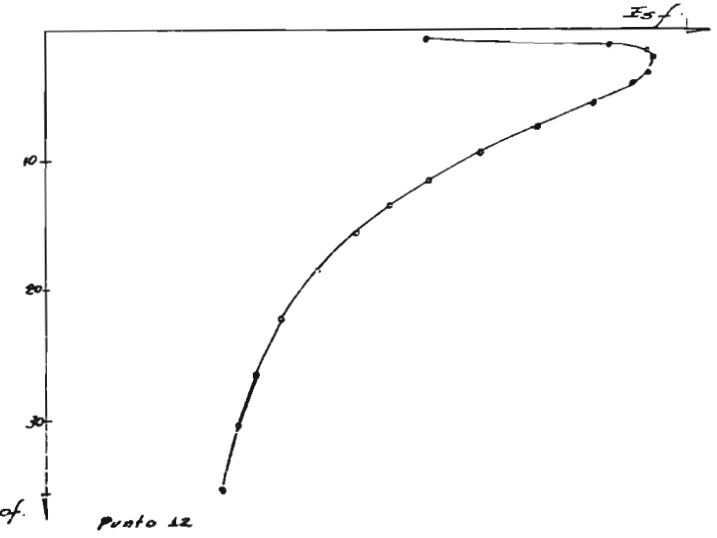
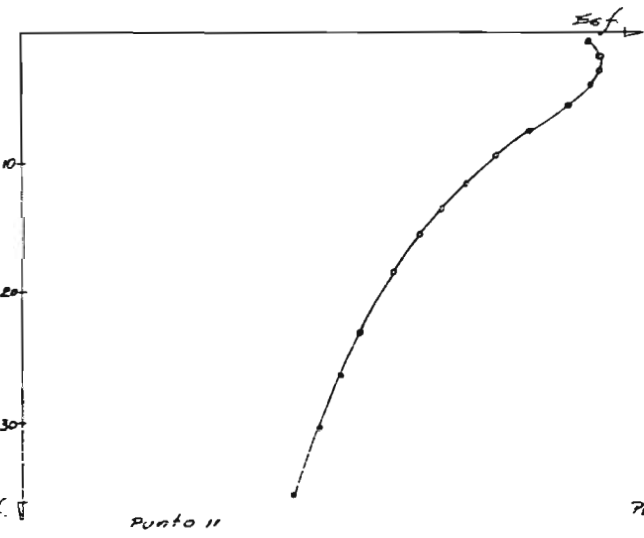
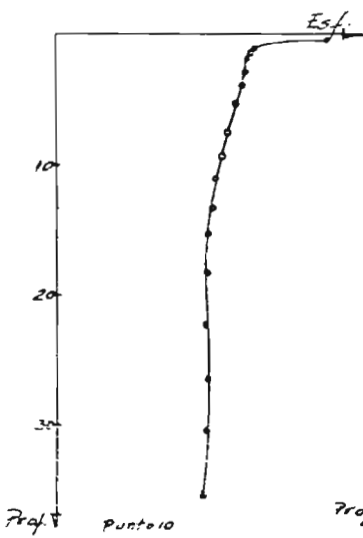
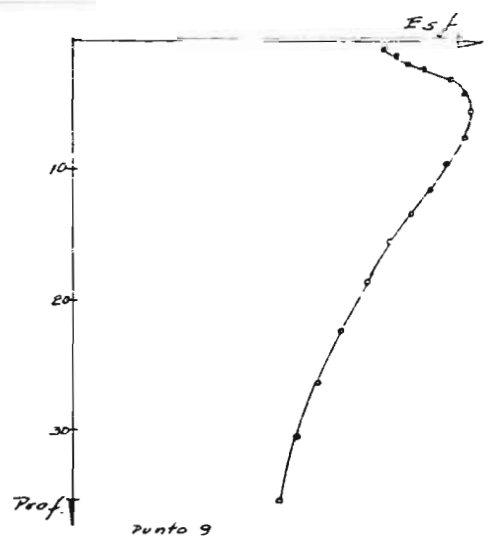
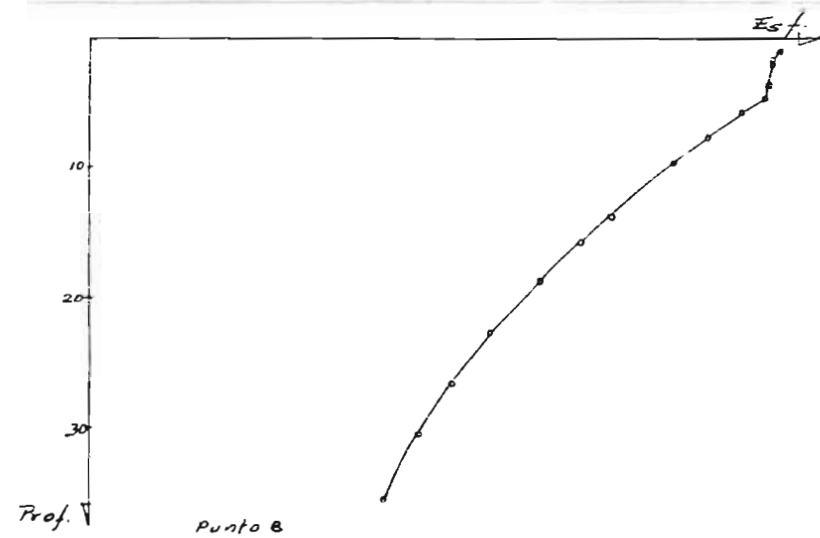
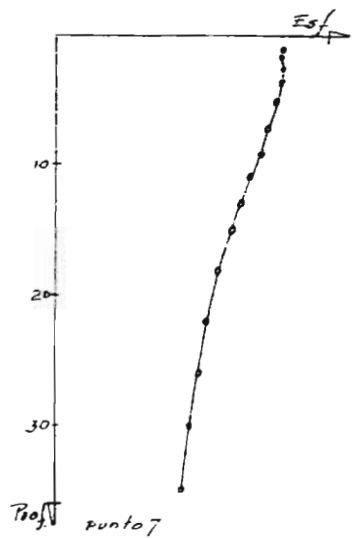


fig-19. Variación del esfuerzo vertical (final) con la profundidad en los diferentes puntos



0.10 0.20 0.30 Ton/m²
Esc. Hor.

fig 19 Continuación

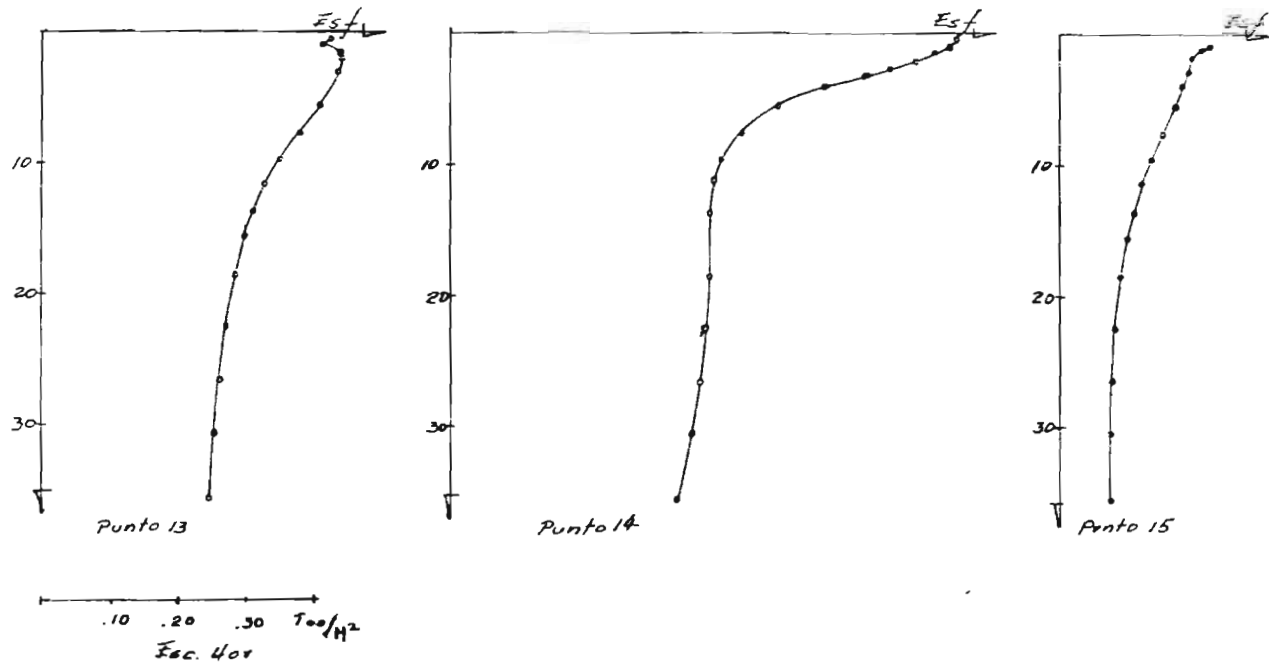


fig. 19. Continuación

6.- CORRELACION ENTRE LOS MOVIMIENTOS OBSERVADOS Y LOS CALCULADOS.

Según los datos facilitados, para este trabajo, por el Sr. Ingeniero I Gabriel Auvinet, la última nivelación realizada es del 25-27 de Mayo de 1.974, aproximadamente, 5 meses después de haberse terminado la última excavación. La posición de los puntos calculados con respecto a los puntos observados, que se han tomado como referencia, se señalan en la fig. 20, de los numerosos puntos nivelados se tomó aquellos que se encontraran más cercanos a los puntos estudiados y en los casos en que se consideró necesario se efectuó una interpolación.

En la tabla 5, se presentan los movimientos verticales de los puntos según la última nivelación a los cuales se ha sumado los 11.0 mm. correspondientes al movimiento (expansión) calculado para el banco de nivel.

En la fig. 21, se muestra una relación entre los movimientos observados y los calculados; y en la tabla 6, los porcentajes de expansión alcanzados hasta Mayo de 1.974; es importante observar en ellos:

- Que los puntos perimetrales son los que han alcanzado un mayor porcentaje de la expansión calculada.

- Se puede decir lo mismo de los puntos 7 y 14, que se encuentran en áreas correspondientes a patio, o sea, áreas no cargadas, y que no los circundan, en su totalidad, áreas excavadas.

- Los puntos que están en el interior del edificio y en las zonas de mayor excavación son los que han alcanzado un porcentaje menor de expansión.

Lo anterior conduce a pensar que la gran rigidez -

del edificio ha impedido que todos los puntos analizados alcancen un porcentaje mayor de expansión (calculada).

Por otro lado , graficando (fig 22) los porcentajes (mov. observados/ mov. calculados)-movimientos calculados - en cm., es posible observar una tendencia que se puede concretar en una curva. Del análisis de la fig. 22, se deduce que:

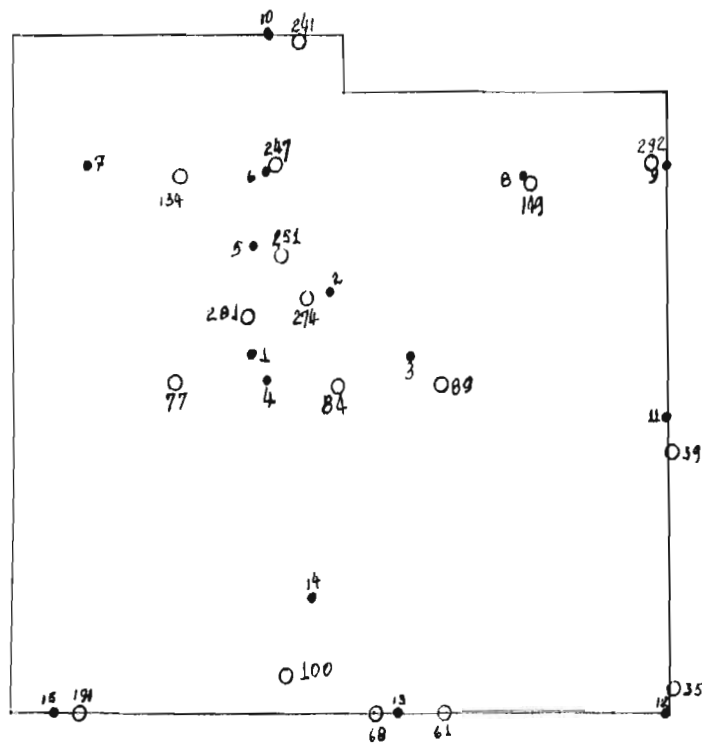
Cuanto mayor se la expansión calculada, menor es el porcentaje alcanzado, desde luego para el tiempo en que se -- han realizado las observaciones.

Una interpretación de lo anterior pudiera ser que que el tiempo necesario para alcanzar el 100% de expansión - primaria es mayor para las expansiones mayores; este punto requiere mayor estudio ya que la teoría actual supone que dicho tiempo es del mismo orden de magnitud.

Tabla 5

Expansiones Observadas

# del punto calculado Corresp.	Punto Observado	expansion (min)
1	281	19
2	274	15
3	89	22
4	84	19
5	251	17
6	247	22
7	134	19
8	149	20
9	292	23
10	241	23
11	39	24
12	35	25
13	68-61	22
14	100	23
15	191	16



● Punto calculado
 ○ Punto observado

fig. 20. - Localizacion de los puntos observadas

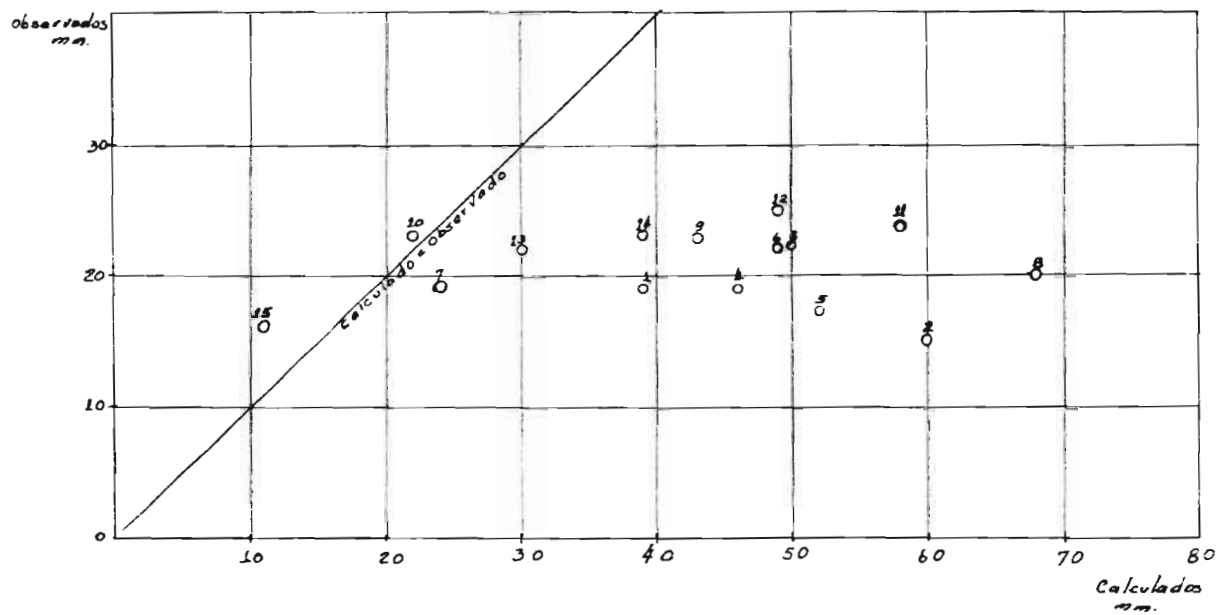


fig. 21.- Movimientos Calculados - observados

Tabla 6

$$\frac{e. \text{ observada}}{e. \text{ calculada}} \times 100$$

# Punto calculado	# Punto observado	% expansión alcanzado
1	281	49
2	274	25
3	89	44
4	84	44
5	251	33
6	247	48
7	134	74
8	149	29
9	292	53
10	241	105
11	39	41
12	35	51
13	68-61	80.4
14	100	59
15	191	114.5

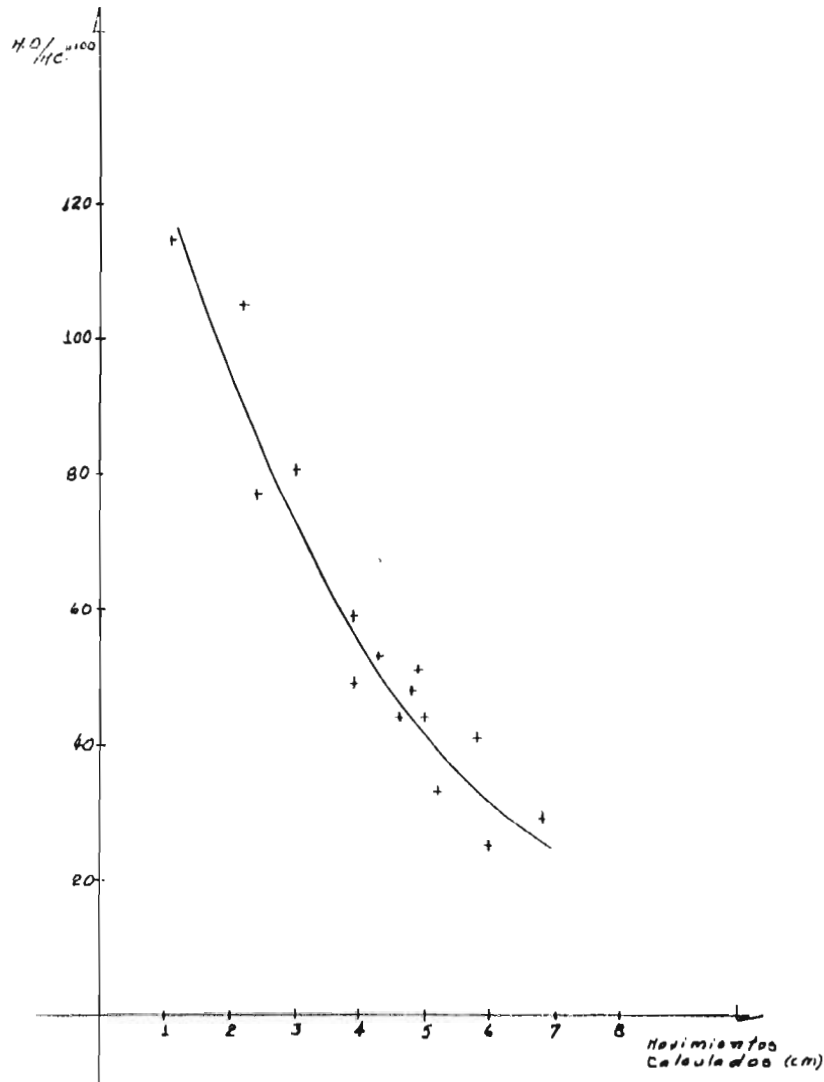


fig 22 - Curva $\frac{\text{Movimientos observados}}{\text{Movimientos calculados}} \times 100 -$
 Movimientos calculados

7._ RESUMEN Y CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha tratado de realizar una estimación de las expansiones que ha sufrido el subsuelo del Palacio de Minoría a causa de las excavaciones que se realizaron, tanto en el area ocupada por el edificio como en las calles adyacentes. Para el efecto se ha presentado las pruebas de laboratorio que permitieron conocer las propiedades del suelo, así como su estratigrafía. De las curvas de consolidación estándar se ha obtenido los datos necesarios para el cálculo de los coeficientes de compresibilidad δ , δ'_p y f , el mismo que se realiza, para después obtener una media de los coeficientes y establecer, finalmente, los valores que se aplican en los cálculos subsiguientes. Los movimientos verticales se calculan con la fórmula que para el efecto estableció el Dr. Juarez Badillo de acuerdo a sus teorías de los coeficientes de compresibilidad, el mismo que se realizó con la ayuda de un programa de computación desarrollado en el Instituto de Ingeniería. Se estableció una comparación entre los movimientos calculados y los observados y el porcentaje que con respecto a los primeros se había alcanzado hasta fines de Mayo de 1974.

Al terminar, este trabajo, se puede concluir que:

Las numerosas aproximaciones que, dada la antigüedad del edificio, hubo necesidad de hacer en datos tales como peso total del mismo, características y forma de transmisión de esfuerzos de la cimentación, se considera han afectado el cálculo.

La expansión alcanzada respecto a la calculada se vio afectada, como se expuso en el capítulo anterior, por la rigidez del edificio y por la mayor o menor excavación realizada en los alrededores del punto considerado.

Teniendo presente que los movimientos calculados son diferidos la aproximación obtenida puede considerarse aceptable, siendo las observaciones posteriores las que podrán

corroborar esta afirmación, puesto que, según lo indicado en el capítulo 6, cuanto mayor es la expansión calculada, menor es el porcentaje de expansión observada, para el tiempo en que se realizaron las observaciones.

Una interpretación de lo anterior pudiera ser que que el tiempo necesario para alcanzar el 100% de expansión primaria es mayor para las expansiones mayores; este punto requiere mayor estudio ya que la teoría actual supone que dicho es del mismo orden de magnitud.

Se puede considerar que es necesario, del estudio aquí presentado, conocer con más exactitud, que el que se tiene hasta la fecha, el comportamiento de la expansión con relación al tiempo cuando un suelo es descargado.

REFERENCIAS.-

- 1.- Juárez Badillo, E. (1965), "Compressibility of Soils", V Simposio del Departamento de Ingeniería Civil é Hidráulica sobre "Comportamiento de los suelos sometidos a esfuerzos", Indian Institute of Science, Bangalore, India.
- 2.- Juárez Badillo, E. (1973), "Reflexiones sobre el comportamiento de los suelos", Revista Ingeniería, Vol 43 N° 1, México.
- 3.- Marsal, R. J. é Hiriart, F. (1969), "El Hundimiento de la Ciudad de México", Volumen Nabor Carrillo, México.
- 4.- Solum, (1973), Informe: Palacio de Minería, estudio de suelo.
- 5.- Auvinet, G. y Díaz Hora, C. (1975), "Movimientos verticales de cimentaciones", Instituto de Ingeniería, UNAM, México (por publicarse).
- 6.- Alberro, J. (1970), Notas para la clase de "Mecánica del Medio Continuo", División de Estudios Superiores, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

BIBLIOGRAFIA.-

- 1.- Terzaghi, K. y Peck, R. (1948), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley & Sons, New York.
- 2.- Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., (1963, 1967) - "Mecánica de Suelos", Vol I y II, Ed. Revista Ingeniería México.