



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS DEL CENTRO DE EDUCACION
CONTINUA

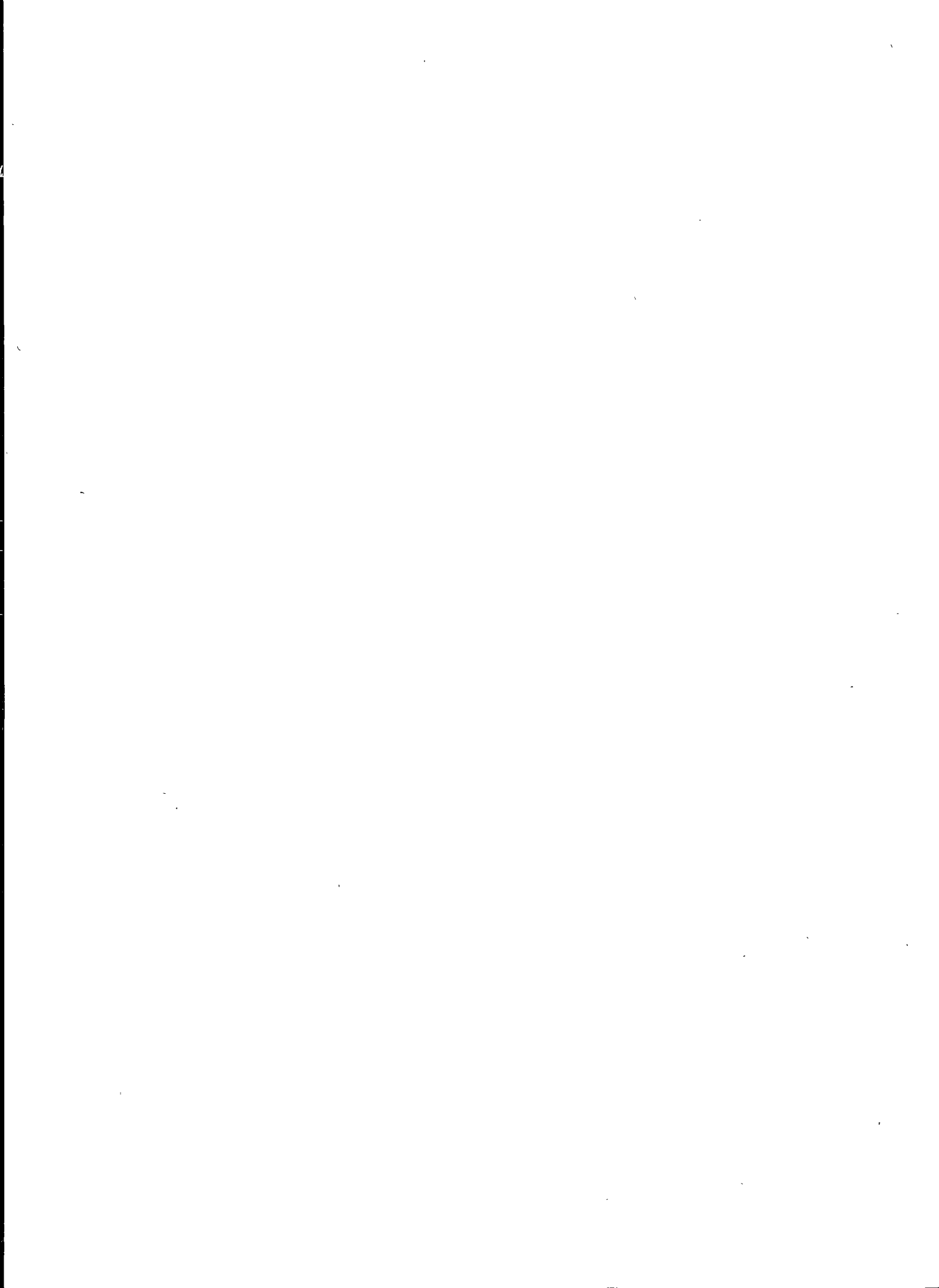
Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del Jefe del Centro de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso. Las personas que deseen que aparezca su título profesional precediendo a su nombre en la constancia, deberán entregar copia del mismo o de su cédula a más tardar el SEGUNDO DIA de clases, en las oficinas del Centro con la señorita encargada de inscripciones.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona encargada de entregar las notas del curso. Las inasistencias serán computadas por las autoridades del Centro, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo del 80% de asistencia.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece el Centro están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados constituyendo verdaderos seminarios.

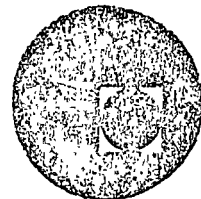
Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso. Las personas comisionadas por alguna institución deberán pasar a inscribirse en las oficinas del Centro en la misma forma que los demás asistentes, entregando el oficio respectivo.

Con objeto de mejorar los servicios que el Centro de Educación Continua ofrece, al final del curso se hará una evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos por parte de los asistentes.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE CIMENTACIONES

PRESA DE ALMACENAMIENTO "PALO SECO"

Municipio de Montemorelos, Nuevo León

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.

P R E S A D E A L M A C E N A M I E N T O

"P A L O S E C O"

Municipio de Montemorelos, Nuevo León.

Antecedentes.-

El proyecto que se pretende llevar a cabo satisface las necesidades de riego, de terrenos del Municipio de Montemorelos, siendo la tierra regada de primera calidad, y está repartida legalmente entre ejidatarios y pequeños propietarios; los cuales - actualmente obtienen escasas cosechas de temporal, principalmente de maíz y frijol.

Puesto que la situación económica de los usuarios es - precaria, debido a que sus tierras de temporal no producen el rendimiento adecuado, siendo su única fuente de ingresos la agricultura. La construcción de esta obra ayudará a mejorar las condiciones económicas de los habitantes de la región.

Localización.-

El sitio de Palo Seco, es accesible por la carretera -- Nacional. A la altura del kilómetro 337, en donde se inicia el - camino de desviación, siendo éste de 3er. orden, con un desarrollo hasta alcanzar el lugar de 7 kilómetros aproximadamente.

Las coordenadas geográficas que aproximadamente determinan el sitio son:

Latitud Norte - - - - - 25° 00'
Longitud Oeste¹ - - - - - 99° 51'
Altura sobre el nivel del mar - - - - - 450 m.

Corrientes por Aprovechar.-

Se aprovechan los escurrimientos permanentes del Arroyo de "Palo Seco", el cual es afluente del Río Potosí, y a su vez - tributario del Conchos, y pertenecientes a la vertiente del Golfo de México. Este Arroyo nace en la falda oriental de la Sierra - Madre. También desagúa en este sitio el Arroyo del Toro, el cual es de régimen intermitente.

Climatología.-

Las precipitaciones medias anuales son:

Máxima - - - - - 1084.2 mm.
Media - - - - - 851.0 mm.
Mínima v v - - - - - 513.5 mm.

El clima se puede considerar como semi-seco, con invierno benigno. La temperatura máxima es de 42°C, la mínima de 5°C y la media de 23°C.

¹ Longitud referida al oeste del Meridiano de Greenwich.

Estudios Topográficos.-

Se efectuaron los levantamientos correspondientes a la cuenca, vaso, boquillas y zona de riego.

Estudios Geológicos.-

Se efectuaron los estudios geológicos del vaso y las boquillas, los resultados obtenidos han quedado asentados en los planos respectivos.

No fue necesario hacer pruebas de permeabilidad.

Estudio Agrológico.-

Las tierras que se pretende beneficiar son de primera calidad.

Los cultivos que se acostumbra en la región son exclusivamente maíz y frijol. Al existir la seguridad del riego, se puede desarrollar también el naranjo.

La lámina de riego anual por Ha. es:

maíz - - - - -	5,180 m ³
frijol - - - - -	5,400 m ³
naranjo - - - - -	7,800 m ³

Existe la posibilidad de sembrar en un futuro: Trigo, caña, alfalfa, chile, cítricos.

Se llevó a cabo la clasificación agrológica, la cual queda contenida en el plano respectivo anexo.

Estudio Hidrológico.--

Datos generales:

Estado de Nuevo León.

Municipio de Montemorelos

Localización: L.O. 09° 48', L.N. 25° 12'

Clave hidrológica: 10

Nombre de la cuenca: Cuenca, Río San Fernando,

Sub-cuenca, Río Conchos

Vertiente, Golfo Norte.

Corriente aprovechada: Arroyos Palo Seco y el Toro.

Área de la cuenca: 62.21 Kms²

Coefficiente de escurrimiento: 0.11

Datos Climatológicos:

Estación climatológica seleccionada para precipitación y evaporación.

Cabezones, N. L.

LAT. 24°50' N.

LONG. 09°45' WG.

Período de Estudio 1960 - 1967

Precipitación media anual en la cuenca de las isoyetas 788.2 mm.

Definiciones Hidrológicas.

Volumen escurrido medio anual. V_m (m³)

$$V_m = A \times P_m \times c$$

A = Área de la cuenca de captación (m²)

P_m = Precipitación media anual (m.)

c = Coeficiente de escurrimiento

Volúmen escurrido / Volúmen llovido.

Volúmen Aprovechable.

Va. (m³)

$$Va = C Vm$$

$$Vm = \text{Volúmen medio anual escurrido} \quad (m^3)$$

c = Porcentaje de aprovechamiento

También:

$$Va = Vm - (Dm + Em)$$

Dm = Volúmen derramado total medio anual

Em = Evaporación media anual observada

Eficiencia del Vaso.

$$e = \frac{Va}{Cu}$$

e = Relación entre el volúmen aprovechable y la capacidad útil de la presa.

$$Cu = \text{Capacidad útil.} \quad (m^3)$$

Capacidad útil es la diferencia entre la capacidad total y la capacidad de azolves.

$$Cu = Ct - Caz$$

Caz (Capacidad de Azolves) = Volúmen de Material de acarreo, que durante la vida útil de la presa depositará la corriente.

Evaporación Neta (E.N.). - Evaporación media observada en el período de estudio corregida, menos la precipitación pluvial deducida en el vaso.

$$E.N. = E_m \times C_2 - P_m (1-c)$$

E_m = Evaporación media anual observada en mm.

C_2 = Coeficiente de reducción que depende del evaporó -
metro que se use. Para los usuales. $C_2 = 0.77$

P_m = Precipitación media anual en mm.

c = Coeficiente de escurrimiento en la cuenca.

Porcentaje de Variación del Escurrimiento.

$\%V$

$$\%V = \frac{P_{may} - P_{men}}{P_m} \times 100$$

P_{may} = Promedio de precipitaciones medias anuales mayores
que la precipitación media anual.

P_{men} = Promedio de precipitaciones medias anuales menores
que la precipitación media anual.

Coeficiente de Escurrimiento variable.

Si $(\%V) \geq 40\%$ se calculan los escurrimientos haciendo es-
te variable.

Determinación de los Escurrimientos.

$$V.E. = A \times c \times P'_m \times F$$

$V.E.$ = Volúmen escurrido medio mensual

c = Coeficiente de escurrimiento.

P'_m = Precipitación media mensual en la estación base.

F = Factor de corrección

$$F = \frac{\text{Precipitación media anual en la cuenca}}{\text{Precipitación media anual observada en Est. base}} = \frac{P_c}{P_m}$$

Cálculo de Azolves.

Para la práctica usual se considera que se sedimenta el 0.15% del escurrimiento medio anual, como un porcentaje promedio anual de sedimentación. Para un pequeño almacenamiento se puede considerar una vida útil de 25 años.

$$\text{Caz} = 0.0015 \times 25 \times V_m$$

$$\text{Caz} = 0.037 V_m$$

Cálculo de los Volúmenes Evaporados.

$$V_{ev} = E_n \times A_m$$

$$V_{ev} = \text{Volúmen medio anual evaporado.} \quad (m^3)$$

$$E_n = \text{Evaporación neta} \quad (m)$$

A_m = Area media en m^2 , localizada en la gráfica de áreas y capacidades y que corresponde a una capacidad media dada por la siguiente expresión.

$$C.M. = \frac{C.T. + \text{Caz}}{2}$$

$$C.M. = \text{Capacidad media} \quad (m^3)$$

$$C.T. = \text{Capacidad total propuesta} \quad (m^3)$$

$$\text{Caz} = \text{Capacidad azolves} \quad (m^3)$$

Cálculo de los Derrames.

Para calcular los derrames se deben conocer los escurri

mientos medios anuales y la capacidad de azolves. •

$$D_m = \frac{(V_i - C_i T_i)}{n}$$

D_m = Volúmen derramado medio anual en el período estudiado.

D = Volúmen derramado anual.

V_i = Volúmen escurrido anual.

C.T. = Capacidad total propuesta.

n = Número de años del período estudiado.

D_m = Volúmen derramado medio anual en el período estudiado.

Volúmen Escurrido medio anual.

V_m

$$V_m = D_m + V_{ev} + V_a$$

Se conocen los siguientes valores límites del coeficiente de escurrimiento¹

Extensión de la Cuenca	62.2 Km ²	- 15%
Precipitación media	800 mm.	5%

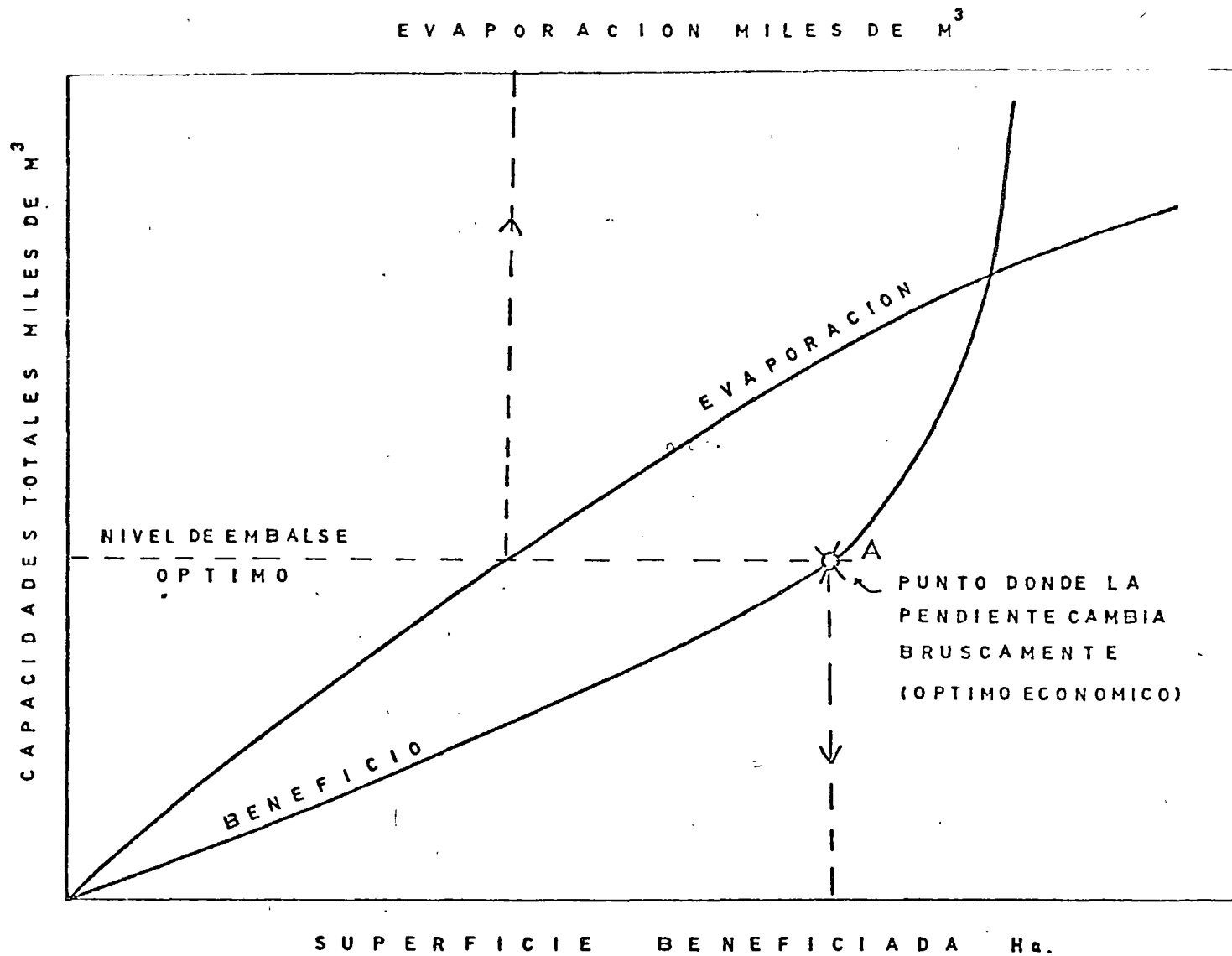
Verificación del coeficiente de escurrimiento en función de los valores límites.

Area Cuenca	62.2 Km ²
Precipitación media	788.2 mm. (De las isoyetas)

Concepto	Mínimo Probable	Máximo Probable
Area de Cuenca C =	15%	15%
Precipitación C =	0%	5%
Vegetación C =	1%	30%
(Terrenos Cultivados)	<u>16%</u>	<u>50%</u>
Promedio	5	17

Por lo tanto el coeficiente de escurrimiento deberá estar comprendido entre 5% y 17% y su valor medio es C = 11%

¹ Pequeños Almacencamientos S. R. H. pp. 31,32



GRAFICA.- CAPACIDADES - SUPERFICIE BENEFICIADA - EVAPORACION

A.- PUNTO LIMITE PARA UNA CAPACIDAD ECONOMICA DE LA PRESA MAS ALTO RESULTA ANTIECONOMICO

CALCULO DE LA EVAPORACION NETA.

DATOS DE EVAPORACION

ESTACION. Cabezones
 LAT. 24°50' N.
 LONG. 99°45' W.G. ALTITUD
 ESTADO Nuevo Leon

NOMBRE DEL PROYECTO:

Presa Palo Seco.

AÑOS	EVAPORACION ANUAL	AÑOS	EVAPORACION ANUAL
1960	1732.9	-	-
1961	1701.5	-	-
1962	1979.1	-	-
1963	1693.9	-	-
1964	1703.2	-	-
1965	1764.8	-	-
1966	1405.6	-	-
1967	2077.8	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	SUMA.	14058.8
-	-	PROMEDIO.	1757.4

E.N. = E. m. x 0.77 - P.m. (1-c)

E.N. = Evaporación neta en m.m.

E.m. = Evaporación media anual en m.m.

P.m. = Precipitación media anual observada en m.m.

c = Coeficiente de escurrimiento. 0.11

E.m. x 0.77 = $\frac{1757.4 \times 0.77}{1} = 1353.2$

P.m. (1-c) = $\frac{851(1-0.11)}{1} = 757.4$

E.N. = 595.8

CALCULO DEL PORCENTAJE DE VARIACION.

P R E C I P I T A C I O N E S m. m.			
MEDIA ANUAL OBSERVADA = <u>851</u>			
MAYORES QUE LA MEDIA ANUAL	MENORES QUE LA MEDIA ANUAL	MAYORES QUE LA MEDIA ANUAL	MENORES QUE LA MEDIA ANUAL
912.2	-	703.4	-
1001.7	-	694.5	-
939.6	-	513.5	-
1084.2	-	-	-
959.0	-	-	-
-	-	-	-
SUMA.	4896.7		1911.4
PROMEDIO.	979.3		437.1

$\% V_1 = \frac{P_{MAY.} - P_{MEN.}}{P.m.} \times 100$

$\% V_1 = \frac{979.3 - 437.1}{851} \times 100$

$\% V = \underline{40.2}$

DIFERENCIA =

AREA DE LA CUENCA _____ A = 62.21 km²
 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO _____ c = 11 %
 PRECIPITACION EN LA CUENCA (isoyetas) _____ P.c. = 720 m.m.
 PRECIPITACION MEDIA ANUAL EN LA ESTACION BASE _____ P.m. = 851 m.m.
 FACTOR DE CORRECCION _____ F = $\frac{P.c.}{P.m.} = \underline{0.85}$
 VOLUMEN ESCURRIDO = V = A. x c. x F. x P.m. _____ V = en milos de m³
 PRECIPITACION MEDIA MENSUAL OBSERVADA _____ P'm. = en m.m.

AÑOS	MESES	P'm	V	AÑOS	P'm	V	AÑOS	P'm.	V	AÑOS	P'm.	V
1960	E	2.9	16.9	1961	0	0	1962	66.5	386.8	1963		
	F	38.1	221.6		7.8	45.4		61.2	355.9			
	M	14.7	85.5		8.1	47.1		25.2	146.6			
	A	46.4	269.9		105.5	613.6		110.7	643.8			
	M	101.3	589.2		174.7	1016.1		116.5	677.6			
	J	73.7	423.6		38.1	221.6		237.8	1383.1			
	J	87.7	510.6		66.2	385.0		76.8	446.7			
	A	134.6	779.3		86.5	503.1		122.5	712.5			
	S	142.6	829.4		225.0	1308.6		87.2	507.2			
	O	203.0	1180.7		114.5	665.9		166.2	966.6			
	N	43.5	253.0		48.0	279.2		13.6	79.1			
	D	23.7	137.8		65.2	379.2		0	0			
ANUAL	912.2	5002.5	939.6	5464.8	1084.2	6305.9						
1961	E	25.8	150.1	1962	4.3	25.0	1963	16.1	93.6	1964		
	F	14.9	86.7		10.0	58.2		25.4	147.7			
	M	59.0	343.1		45.1	262.3		72.4	421.1			
	A	19.5	113.4		36.0	209.4		48.8	283.8			
	M	87.3	507.7		187.0	1087.6		9.3	54.1			
	J	449.8	2616.0		27.2	158.2		55.2	321.0			
	J	39.3	228.6		77.8	452.5		60.1	349.5			
	A	114.0	663.0		30.0	174.5		569.4	3311.6			
	S	114.9	668.3		213.6	1242.3		0	0			
	O	47.0	273.4		50.7	294.9		60.5	351.9			
	N	25.0	145.4		12.8	74.4		33.3	197.2			
	D	5.2	30.2		0	0		8.5	49.4			
ANUAL	1001.7	5825.9	694.5	4039.3	959.0	5580.9						
1962	E	21.1	122.7	1963	23.0	133.7	1964			1965		
	F	3.0	17.5		11.5	66.9						
	M	13.3	77.4		19.0	110.5						
	A	27.9	162.3		41.0	238.5						
	M	32.7	190.2		2.0	11.6						
	J	120.7	702.0		103.0	599.1						
	J	0	0		30.3	176.2						
	A	67.5	392.6		22.5	130.9						
	S	227.7	1324.3		149.1	867.2						
	O	93.0	540.9		44.5	258.8						
	N	59.7	347.2		35.3	205.3						
	D	36.8	214.0		32.3	187.9						
ANUAL	703.4	4091.1	513.5	2936.6								

$\Sigma 39297 \times 10^3 \text{ m}^3$
 Prom $4912.1 \times 10^3 \text{ m}^3$
 $V' = 4,912,100 \text{ m}^3$ *
 $V = 5,534,100 \text{ m}^3$

* Existe un escurrimiento permanente 80 l/seg durante 3 meses = 622000 m³

$$D. = V - C_T$$

$$D.m. = \frac{\sum(V - C_T)}{n}$$

$$\text{Si } V < C_T, D = 0$$

$$\% D.m. = \frac{D.m.}{V.T.}$$

D. = Volumen derramado medio anual

V. = Volumen escurrido medio anual

C.T. = Capacidad total propuesta

D.m. = Volumen derramado total medio anual

V. = Volumen escurrido total medio anual

NOMBRE DEL PROYECTO.

Presa Palo Seco.

AÑOS	V MILES m ³	DERRAMES = D EN MILES DE m ³						
		C _T =3000 MILES m ³	C _T =3500 MILES m ³	C _T =4000 MILES m ³	C _T =4500 MILES m ³	C _T =5000 MILES m ³	C _T =5500 MILES m ³	C _T =6000 MILES m ³
1960	5624.5	2624.5	2124.5	1624.5	1124.5	624.5	124.5	—
1961	6447.9	3447.9	2947.9	2447.9	1947.9	1447.9	947.9	447.9
1962	4713.1	1713.1	1213.1	713.1	213.1	—	—	—
1963	6086.8	3086.8	2586.8	2086.8	1586.8	1086.8	586.8	86.8
1964	4661.3	1661.3	1161.3	661.3	161.3	—	—	—
1965	3608.6	608.6	108.6	—	—	—	—	—
1966	6927.9	3927.9	3427.9	2927.9	2427.9	1927.9	1427.9	927.9
1967	6202.9	3202.9	2702.9	2202.9	1702.9	1202.9	702.9	202.9
19								
19								
19								
19								
19								
19								
19								
19								
19								
19								
19								
19								
19								
19								
19								
19								
19								
Σ	44,273.0	20,273.	16,273.	12,664.4	9,164.4	6,290.0	3,790.0	1,665.5
D.m.	5534.1	2534.1	2034.1	1583.1	1145.6	786.3	473.8	208.2
% D.m.		50.2	36.7	28.6	20.7	14.2	8.5	3.7

In

CALCULO DE LOS VOLUMENES EVAPORADOS

NOMBRE DEL PROYECTO: PALO SECO
 VOLUMEN ESCURRIDO $V_T =$ 5,534,100 m³/año
 CAPACIDAD DE AZOLVES CAZ. = 5,534,100 x 0.0375 = 207,000
 CAPACIDAD MEDIA C.M. = $\frac{C_T + CAZ.}{2}$
 EVAPORACION NETA E.N. = 595.8 mm
 % DE EVAPORACION. $\frac{V_{EV}}{V_m}$

C. T. MILES m ³	C. M. MILES m ³	A. m. m ²	E. N. m.	V. EV. MILES m ³	%
3000	1603.5	820 000	0.5958	488.6	8.83
3500	1853.5	910 000	"	542.2	9.80
4000	2103.5	975 000	"	580.9	10.50
4500	2353.5	1075 000	"	640.5	11.54
5000	2603.5	1150 000	"	685.2	12.35
5500	2853.5	1200 000	"	715.0	12.51
6000	3103.5	1280 000	"	762.6	13.43

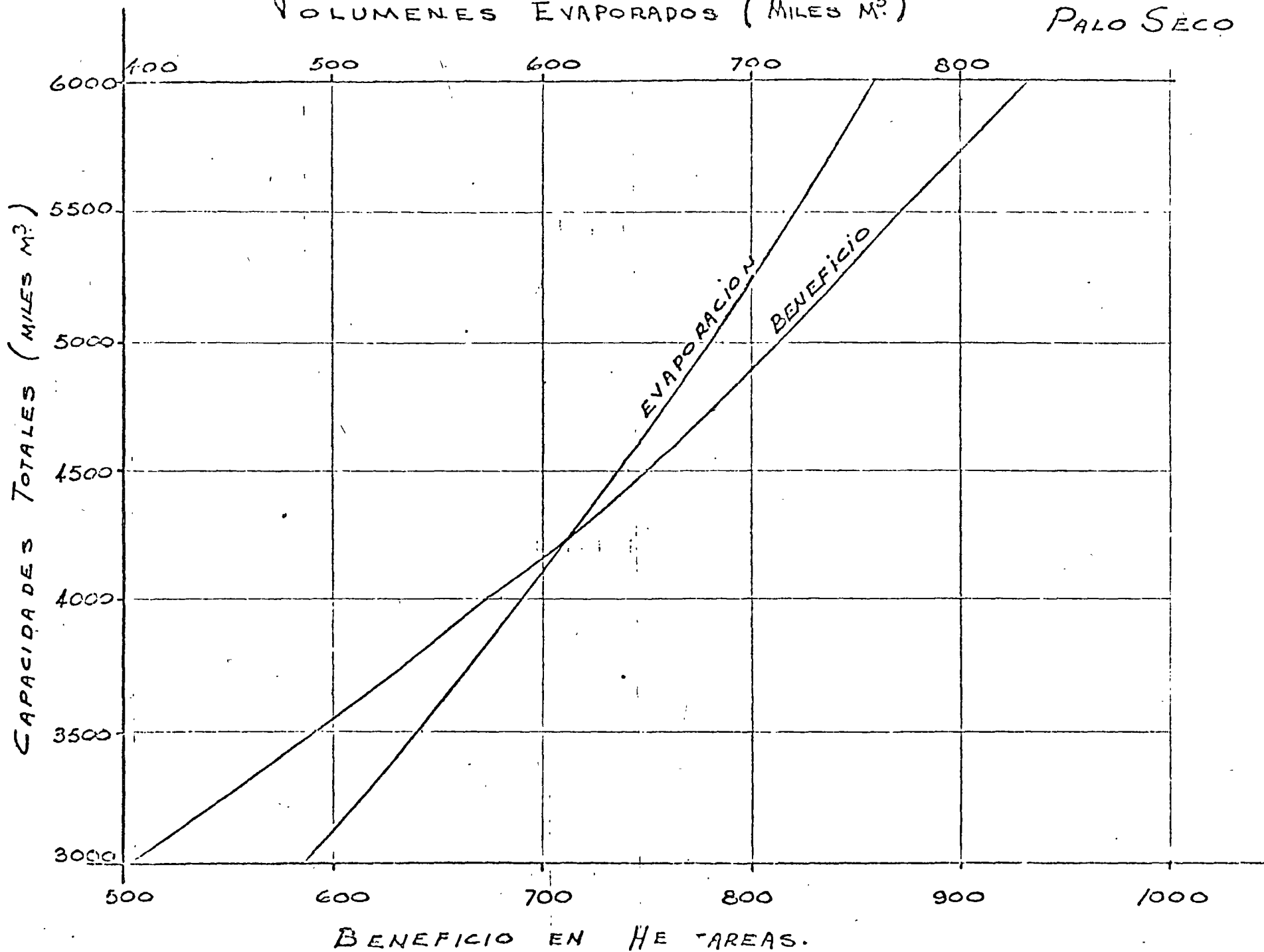
CALCULO DE LOS VOLUMENES APROVECHABLES Y LA SUPERFICIE BENEFICIADA

$V. APROV. = V_T - (D.m. + V.EV.)$
 DEMANDA BRUTA DE RIEGO 5000 m³/ Ha.

C. T. MILES m ³	D. m. MILES m ³	V. EV. MILES m ³	V. APROV. MILES m ³	BENEFICIO Ha. NETAS.
3000	2534.1	488.6	2511.4	502.2
3500	2034.1	542.2	2957.8	591.5
4000	1583.1	580.9	3370.1	674.0
4500	1145.6	640.5	3748.0	749.6
5000	786.3	685.2	4062.6	812.5
5500	473.8	715.0	4345.3	869.0
6000	109.4	762.6	4662.1	932.4

VOLUMENES EVAPORADOS (MILES M³)

PALO SECO



RESUMEN DEL ESTUDIO HIDROLOGICO

	Alternativa 1	
Capacidad total	5,000,000	m ³
Capacidad útil	4,793,000	m ³
Capacidad de azolves	207,000	m ³
V _m = Volúmen escurrido medio anual	5,534,000	m ³
V _a = Volúmen aprovechable medio anual	4,062,600	m ³
% de aprovechamiento	73.4	%
V _{ev} = Volúmen evaporado medio anual	685,200	m ³
% Evaporación	12.35	%
D _m = Volúmen derramado medio anual	786,300	m ³
% de derrames	14.20	%
Demanda anual por Ha.	5,000	m ³
Beneficio (Ha Netas)	812.5	Ha
% Deficiencias		
Eficiencia del Vaso	84.8	%
Período de estudio		8 Años

RESUMEN DEL ESTUDIO HIDROLOGICO

	Alternativa 2	
Capacidad total	5,500,000	m ³
Capacidad útil	5,293,000	m ³
Capacidad de azolves	207,000	m ³
V _m = Volúmen escurrido medio anual	5,534,000	m ³
V _a = Volúmen aprovechable medio anual	4,345,300	m ³
% de aprovechamiento	78.6	%
V _{ev} = Volúmen evaporado medio anual	715,000	m ³
% Evaporación	12.51	%
D _m = Volúmen derramado medio anual	473,800	m ³
% de derrames	8.5	%
Demanda anual por Ha.	5,000	m ³
Beneficio (Ha Netas)	869	Ha
% Deficiencias		
Eficiencia del Vaso	82	%
Periodo de estudio	8	Años

RESUMEN DEL ESTUDIO HIDROLOGICO

	Alternativa 3	
Capacidad total	6,000,000	m ³
Capacidad útil	5,793,000	m ³
Capacidad de azolves	207,000	m ³
Vm = Volúmen escurrido medio anual	5,534,000	m ³
Va = Volúmen aprovechable medio anual	4,662,100	m ³
% de aprovechamiento	84.20	%
Vev = Volúmen evaporado medio anual	762,600	m ³
% Evaporación	13.43	%
Dm = Volúmen derramado medio anual	208,200	m ³
% de derrames	3.7	%
Demanda anual por Ha.	5,000	m ³
Beneficio (ha Netas)	932.4	Ha
% Deficiencias		
Eficiencia del Vaso	80.6	%
Período de estudio		8 Años

Estudios de Mecánica de suelos.-

El banco de préstamo para el material impermeable y el material reynosa se localizó aguas abajo del eje de la cortina a una distancia de 1 kilómetro aproximadamente, siendo su potencia lidad adecuada para las necesidades de la presa.

Se hicieron pruebas de compresión triaxial en el materi al impermeable para conocer su resistencia al esfuerzo cortante.

Las características de la prueba fueron:

Triaxial rápida no drenada, y se usaron especímenes remoldeados para la prueba con suelo pasado por la malla # 4 con una compactación entre 89% y 95%, con grados de saturación entre 93% y 96%. Obteniéndose una cohesión $c = 0.4 \text{ Kg/cm}^2$ y un ángulo de fricción interna $\phi = 18^\circ$.

El material reynosa está compuesto de arena y grava con indicios de limo y arcilla, se efectuó en él también una prueba de compresión triaxial, en estado denso, con una densidad relativa de 100%, y saturado al 100%, haciéndose la prueba rápida drena da, obteniéndose una cohesión $c = 0$ y un ángulo de fricción inter na $\phi = 25^\circ$.

Se adjuntan los resultados de ambas pruebas de compre sión triaxial en el plano de mecánica de suelos.

El análisis de la estabilidad de los taludes se efectuó aceptando la hipótesis de Fellenius, o sea superficie cilíndrica

de falla, se tomaron varios círculos de falla arbitrarios, siendo siempre éstas tangentes a la lutita, y se obtuvieron las curvas de igual coeficiente de seguridad y de las cuales se dedujo el valor mínimo probable de ruptura siendo este de: $G_s = 1.43$.

El equilibrio se efectuó en la siguiente forma (Fig. 1)

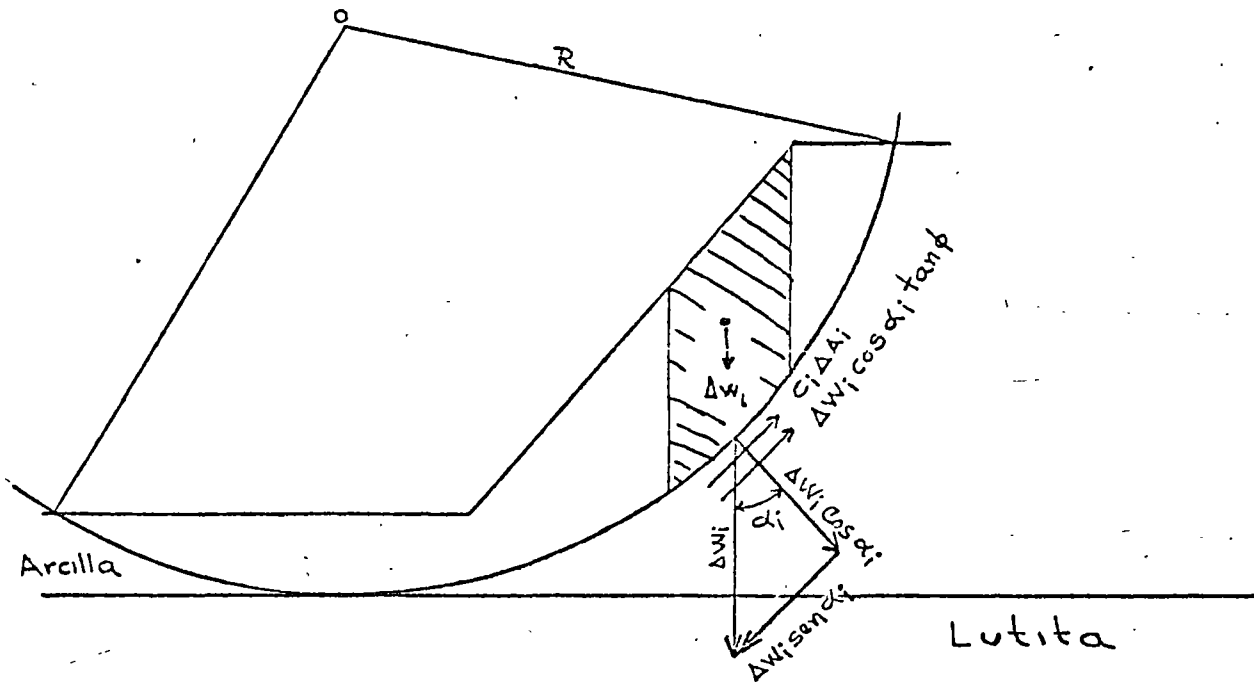


Fig. 1 Condición pres^a vacía o aguas abajo.

Tomando momentos con respecto a 0 se tiene:

$$\text{Momento de volteamiento} = R \sum_{i=1}^n \Delta W_i \text{ sen } \alpha_i$$

$$\text{Momento resistente} = R \sum_{i=1}^n (C_1 \Delta A_i + \Delta W_i \cos \alpha_i \text{ tg } \phi_i)$$

Siendo Δw_i = Peso del elemento i sumergido

P_w = Resultante de la presión del agua sobre el talud de la presa y el resto de términos similar al anterior;

en donde:

$$\text{Momento de volteamiento} = R \sum_{i=1}^n \Delta w_i \text{ sen } \alpha_i$$

$$\text{Momento resistente} = R \sum_{i=1}^n (c_i \Delta A_i + \Delta w_i \cos \alpha_i \tan \phi_i) + P_w a_w.$$

Definiéndose de nuevo el factor de seguridad como:

$$G_s = \frac{R \sum_{i=1}^n (c_i \Delta A_i + \Delta w_i \cos \alpha_i \tan \phi_i) + P_w a_w}{R \sum_{i=1}^n \Delta w_i \text{ sen } \alpha_i}$$

obteniéndose valores de G_s y G'_s 1.43 y 3.41 respectivamente.

Cortina.

Las cortinas constan de un corazón impermeable de arcilla de taludes de 0.5:1, recubiertas con material reynosa con taludes de 2:1, protegidas con un enrocamiento de 0.40 m. de espesor; la corona tiene 4.0 m. de ancho y está cubierta con una capa de grava y

resaca de 25 cm. de espesor, las longitudes de las cortinas son — de 368 m. y 372 m. y las alturas de 20 m. y 7 m. respectivamente. No se considera necesario el poner dentellón de concreto en la — unión del corazón impermeable con la lutita. Y debido a las propiedades filtrantes en sí del material reynosa no es necesario colocar filtros de grava y arena aguas abajo.

Vertedor.

El vertedor consta de un canal de descarga sobre el — puerto indicado en el plano adjunto, lográndose así excavaciones mínimas.

Las características hidráulicas del canal vertedor son:

$$Q = 642 \text{ m}^3/\text{seg} > 450 \text{ m}^3/\text{seg}$$

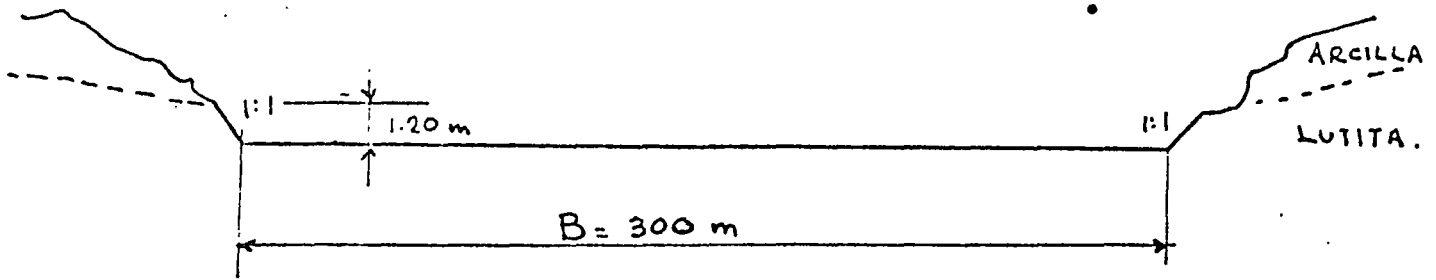
$$S = 0.001$$

$$n = 0.020$$

$$A = 362 \text{ m}^2$$

$$R = 1.191 \text{ m}$$

REVISIÓN DE CANAL VERTEDOR DE DEMASIAS.



PROPONIENDO $S = 0.001$

CANAL LABRADO EN LUTITA $n = 0.020$

$$A = \frac{300 + 302.4}{2} \times 1.2 = 362 \text{ m}^2$$

$$P = 300 + 2 \times 1.2 \times 1.414 = 303.9 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{362}{303.9} = 1.191$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.020} (1.191)^{2/3} (0.001)^{1/2}$$

$$V = 50 (1.125) (0.0316) = 50 (0.0355)$$

$$V = 1.77 \text{ m/seg.}$$

$$Q = V \times A = 1.77 \times 362 = 642 \text{ m}^3/\text{seg} > 450^* \text{ m}^3/\text{seg} \quad \checkmark$$

GASTO DE LA AVENIDA MAXIMA $Q = 450 \text{ m}^3/\text{seg.}$

GASTO PARA $d = 1.00 \text{ m}$

$$A = \frac{300 + 302}{2} \times 1.00 = 301. \text{ m}^2$$

$$P = 300 + 2 \times 1.0 \times 1.4142 = 302.828 \text{ m.}$$

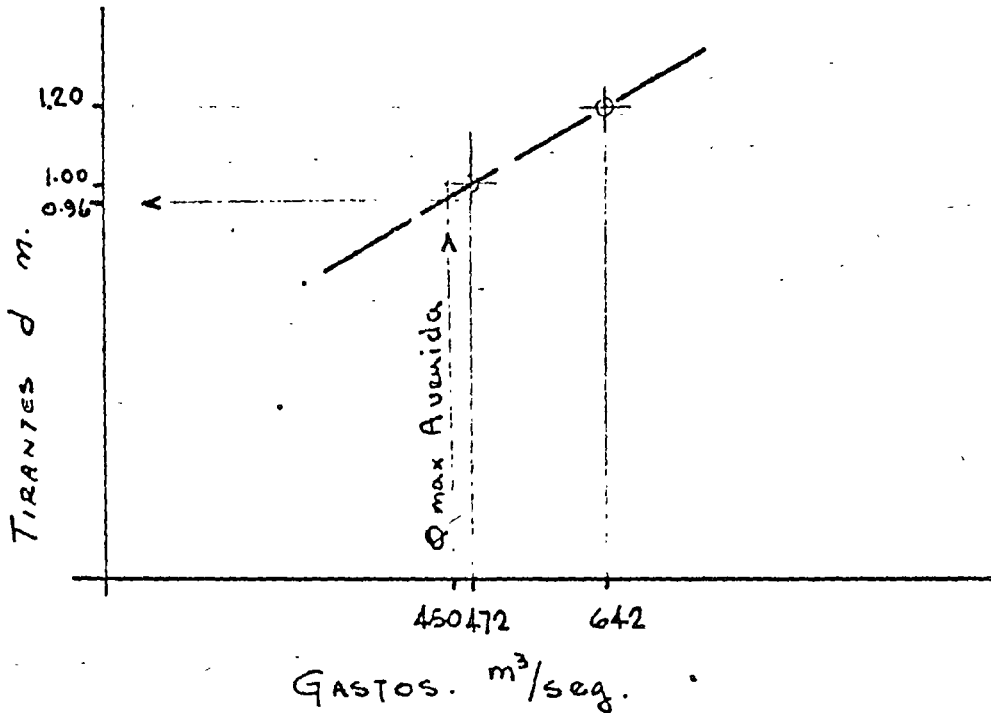
$$R = \frac{A}{P} = \frac{301}{302.828} = 0.992$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.020} \times 0.992^{2/3} \times 0.001^{1/2}$$

$$V = 50 \times 0.999 \times 0.0316 = 50 \times 0.03159$$

$$V = 1.58 \text{ m/seg.}$$

$$Q = v \times A = 1.58 \times 301 = 476 \text{ m}^3/\text{seg.}$$



ELEVACION NIVEL DE EMBALSE ($v = 6,500,000 \text{ m}^3$.)		= 516.50 m.
--	--	-------------

+ d		= 0.96 m.
-----	--	-----------

+ B.L.		= 1.00 m
--------	--	----------

ELEVACION DE LA CORONA		= 518.46 \approx 518.50 m.
------------------------	--	------------------------------

Obra de Toma.

La obra de toma será tipo galería de las siguientes características:

Elevación	506 m.
Ubicación	Margen izquierda
Capacidad	2,500 litros/segundo

Cota de la obra de toma:

$$Am = Ca + 0.1 Cu$$

Am = Almacenamiento mínimo

$$Ca = \text{Capacidad de azolves} = 207,000 \text{ m}^3$$

$$Cu = \text{Capacidad útil} = 6,793,000 \text{ m}^3$$

$$Am = 207,000 + 0.1 (6,793,000) = 886,300 \text{ m}^3$$

De la curva de cotas y capacidades se obtiene:

Para Am Cota 509.00 m.

Para Ca Cota 506.00 m.

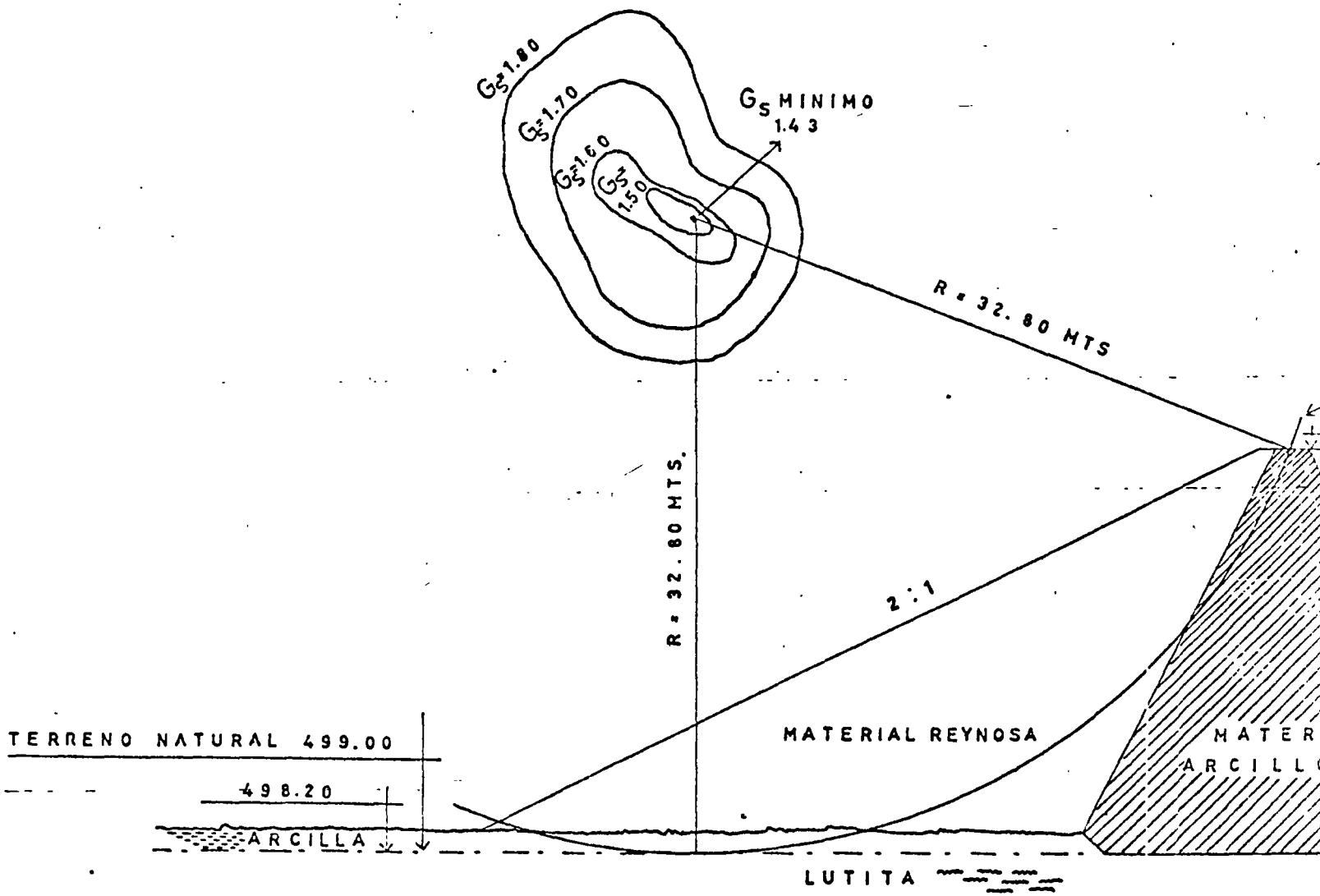
Zona de Riego.

Se encuentra inmediata a la cortina y está formada por tierras de primera calidad, en una superficie de 1,000 hectáreas. Los cultivos actuales son maíz y frijol de temporal. Al poner - bajo riego esta superficie se aumentará el rendimiento actual y - se pueden establecer cultivos de: Trigo, chilo, alfalfa, caña de

azúcar, cebada y citricultura.

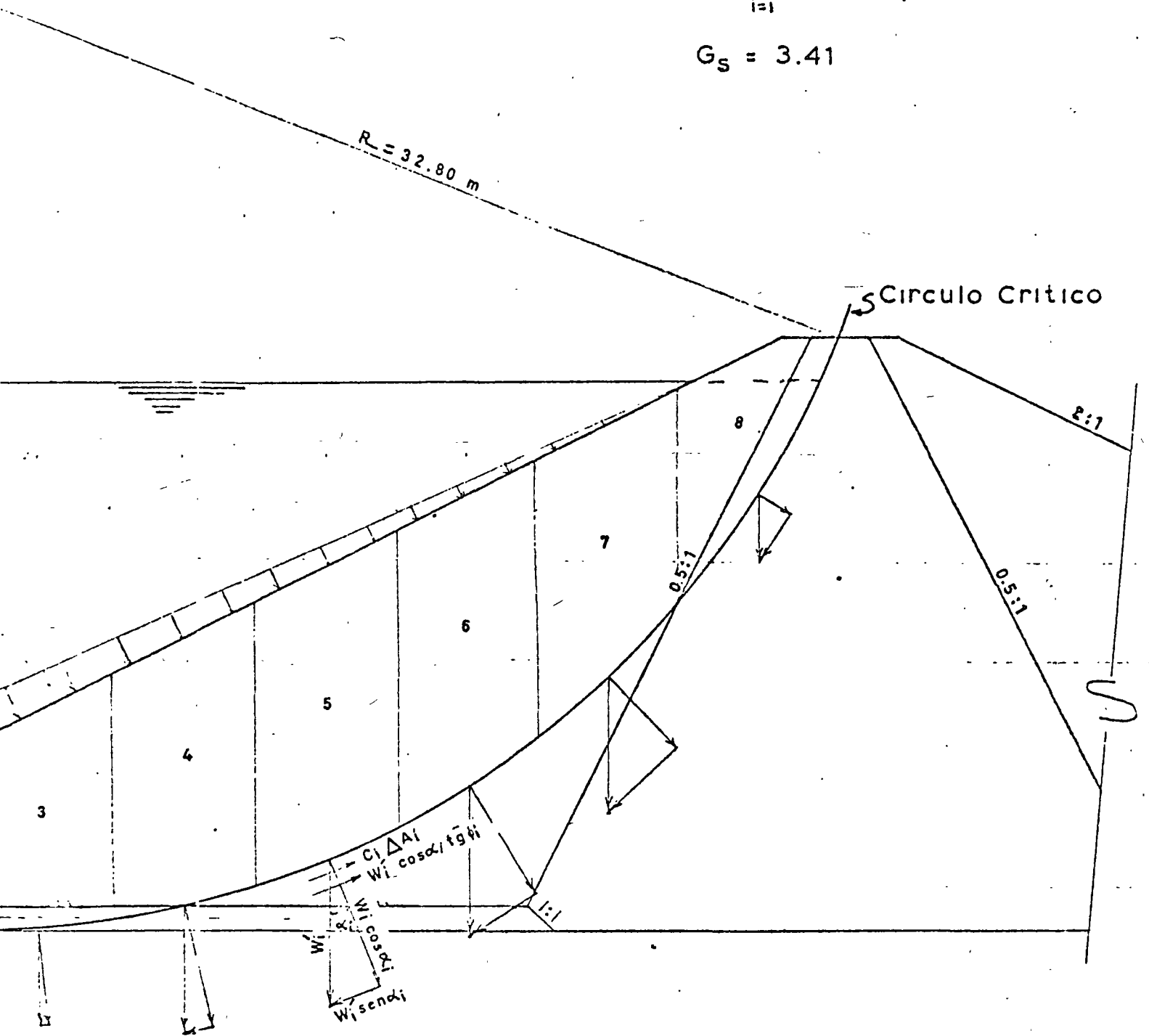
Presupuesto.

Los volúmenes de obra, precios unitarios y costo total
aparecen por separado.



$$G_s = \frac{R \sum_{i=1}^N (C_i \Delta A_i + W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi) + P_w a_w}{R \sum_{i=1}^N W_i \operatorname{sen} \alpha_i}$$

$$G_s = 3.41$$

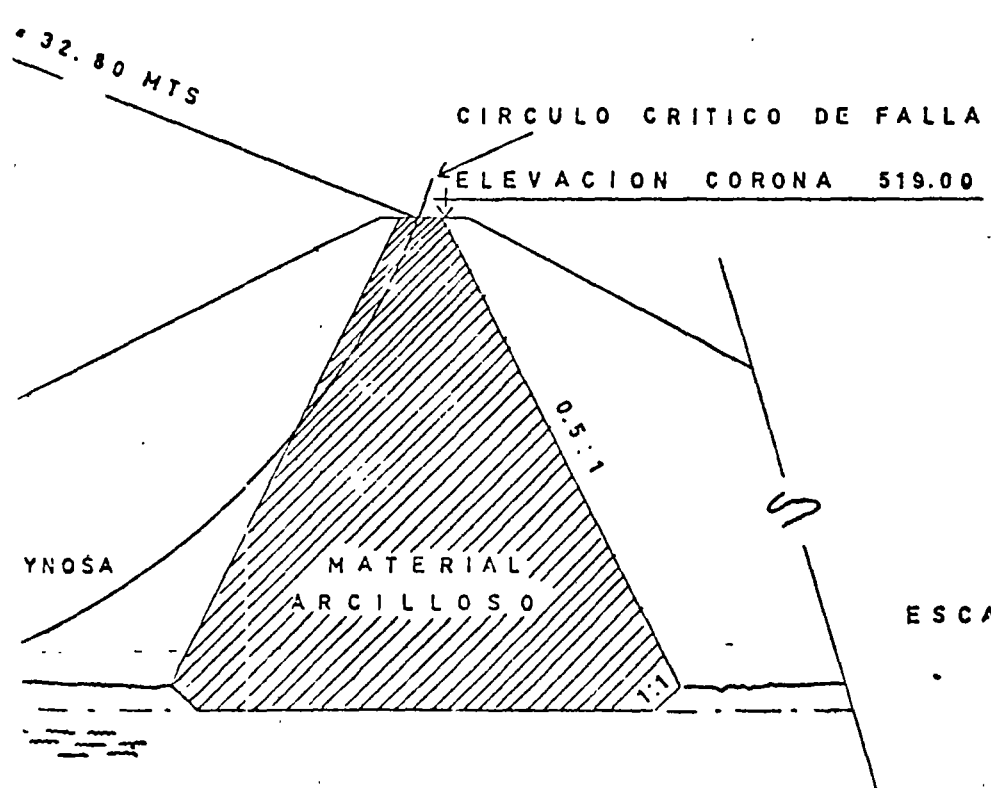


PROYECTO PALO SECO S.R.H

ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES
CONDICION PRESA LLENA O AGUAS ARRIBA

MONTERREY N.L

JULIO 1968



ESCALA 1:333

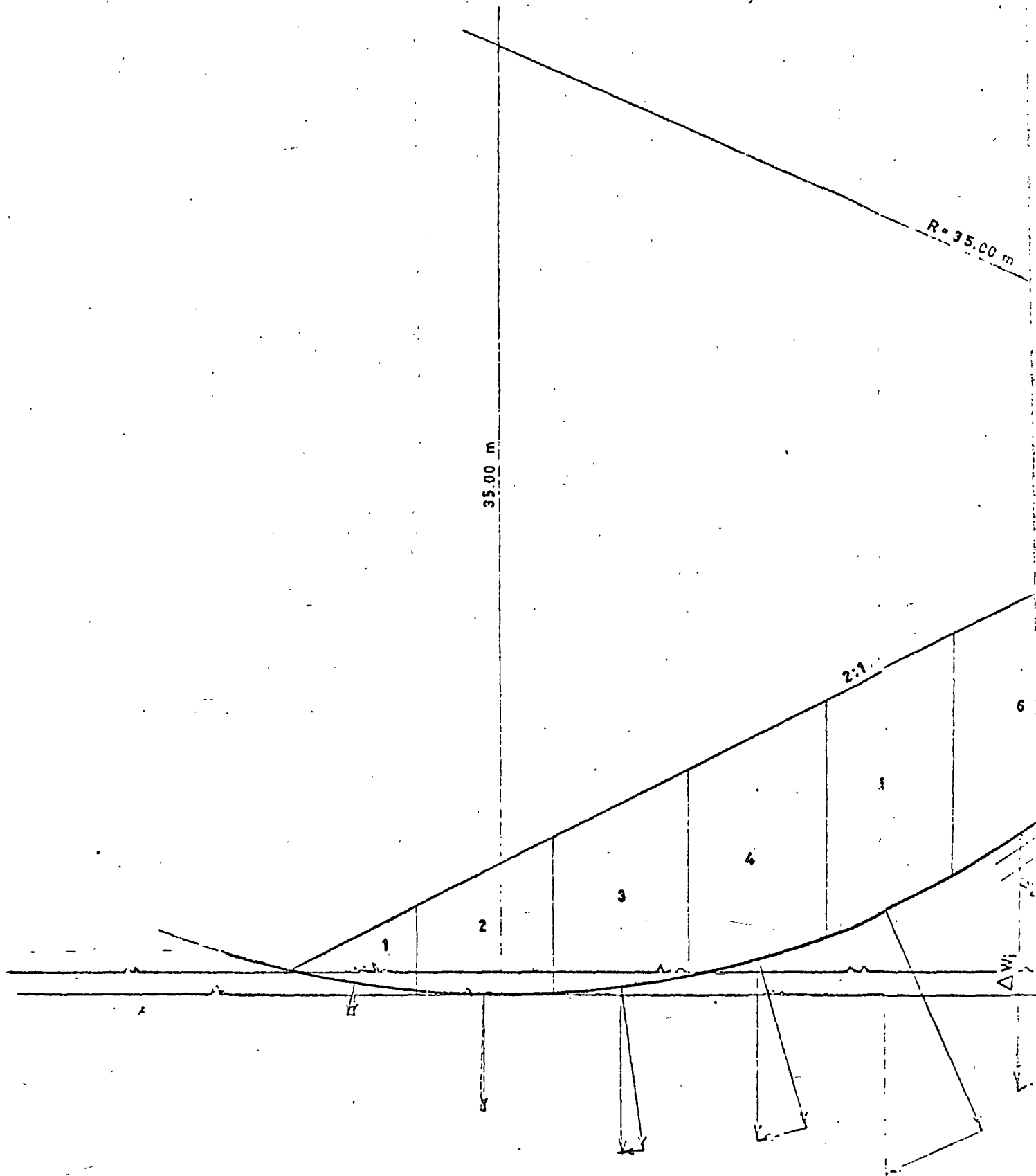
PROYECTO PALO SECO S.R. H.

ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES

CURVAS DE IGUAL FACTOR DE SEGURIDAD

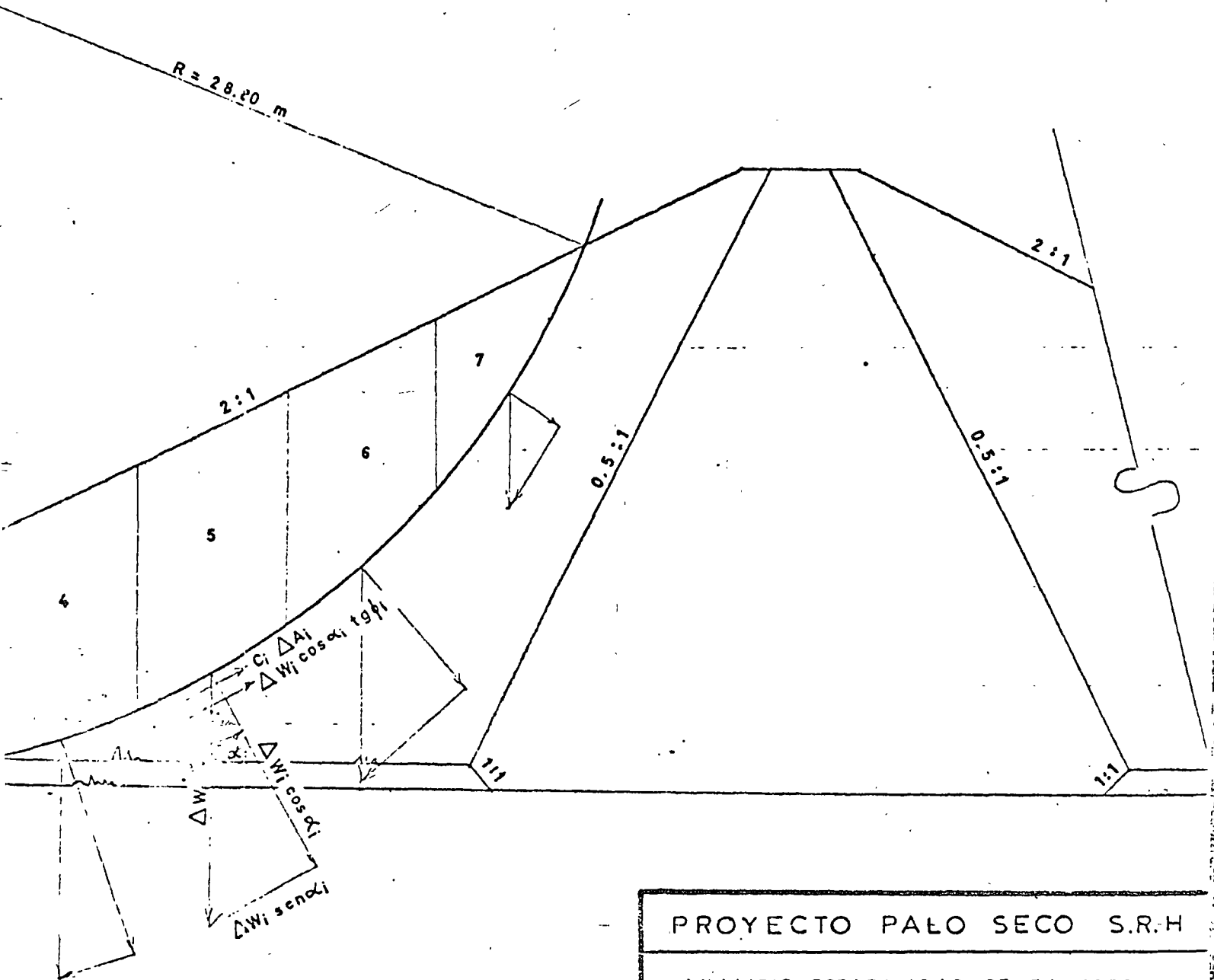
BALLESTEROS S.A

Tanteo # 10



$$G_s = \frac{\sum \Delta A_i (c_i + \Delta W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i)}{\sum \Delta W_i \sin \alpha_i}$$

$$G_s = 1.66$$



PROYECTO PALO SECO S.R.H

ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES
CONDICION PRESA VACIA O AGUAS ABAJO

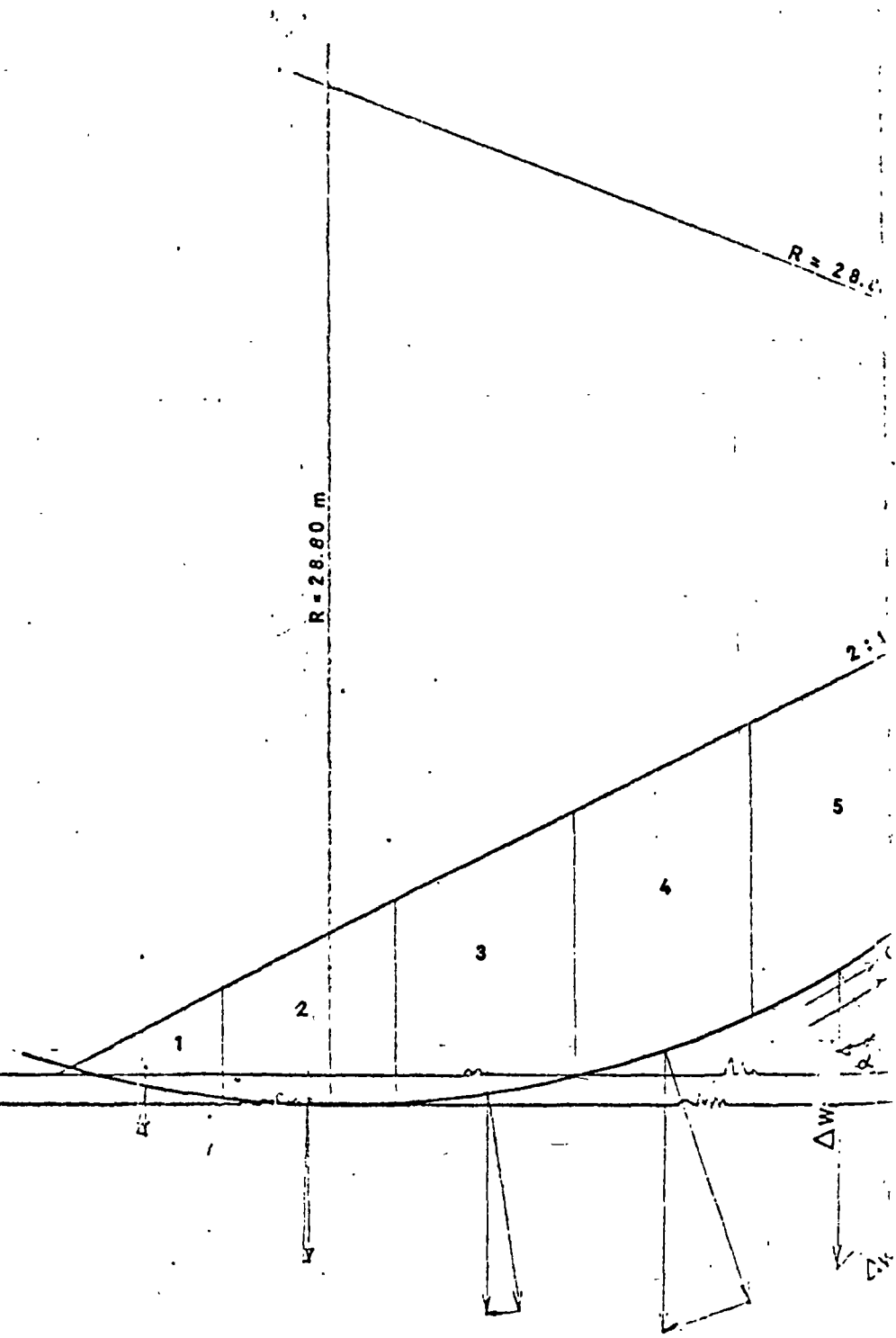
MONTERREY N.L

JULIO 1968

BALLESTEROS S.A

Tanteo # 9

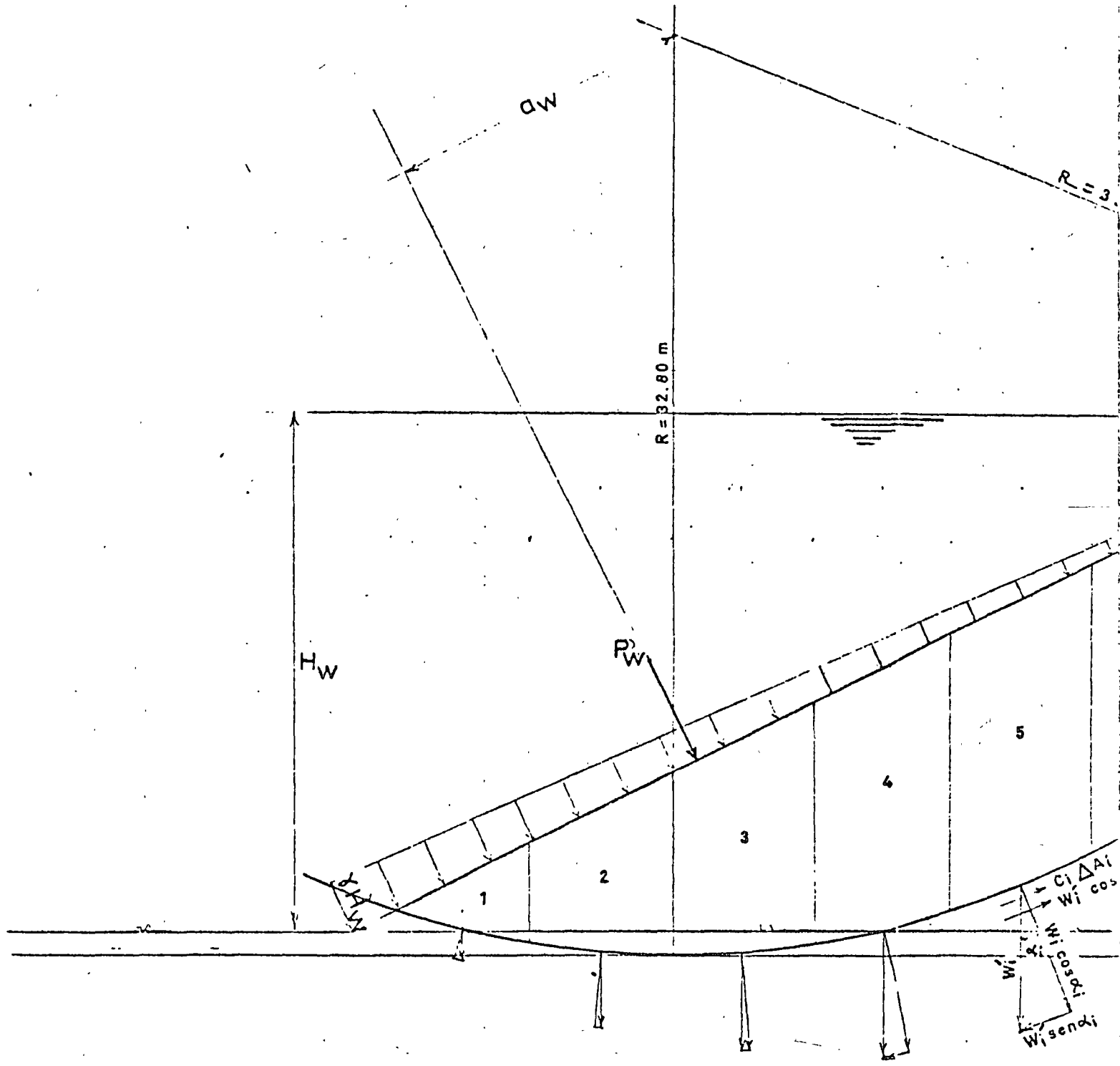
✓



ESCALAS

LINEA 1:200

FUERZA 1:2000

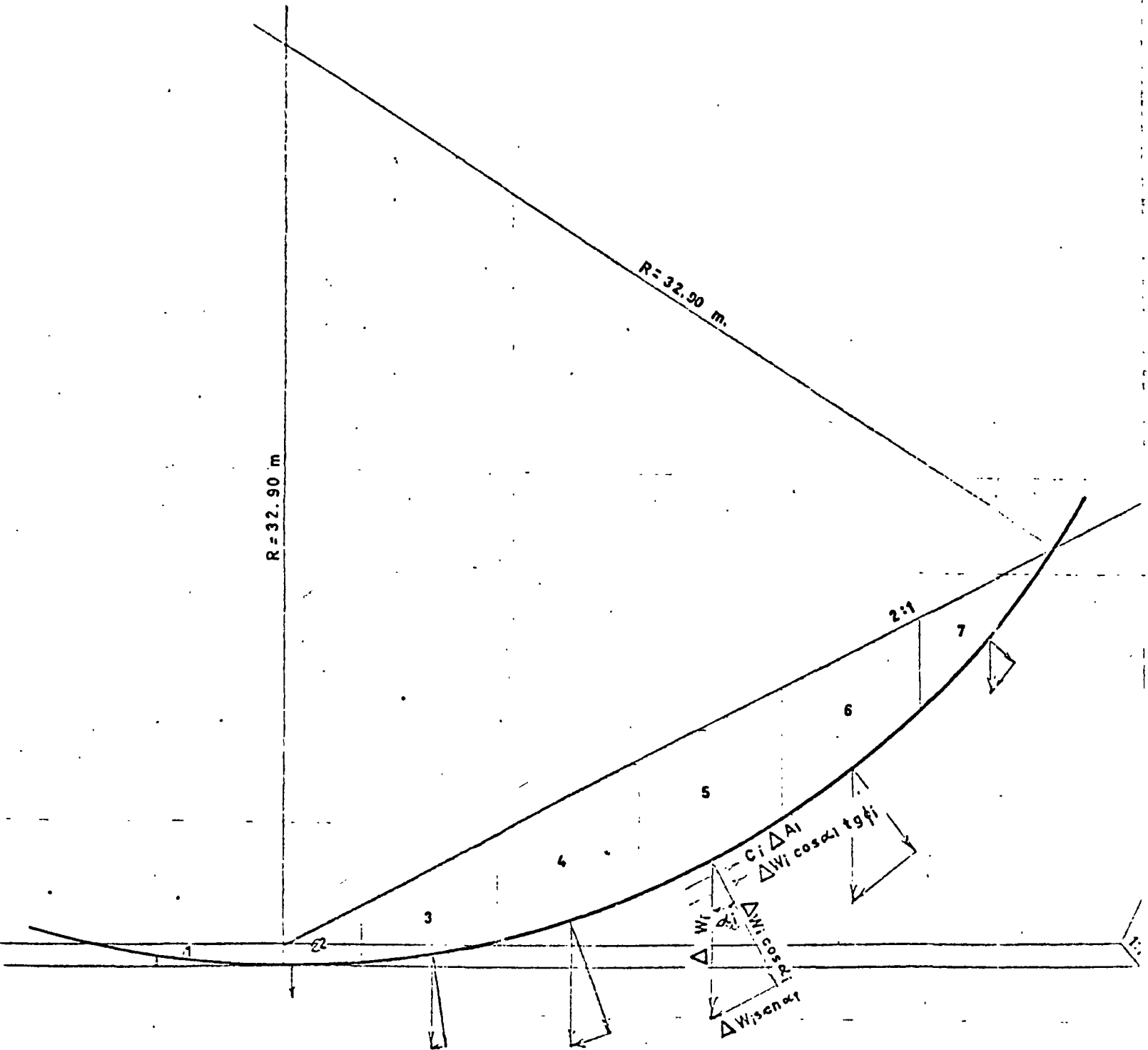


ESCALAS

LINEA 1:200
FUERZA 1:2000

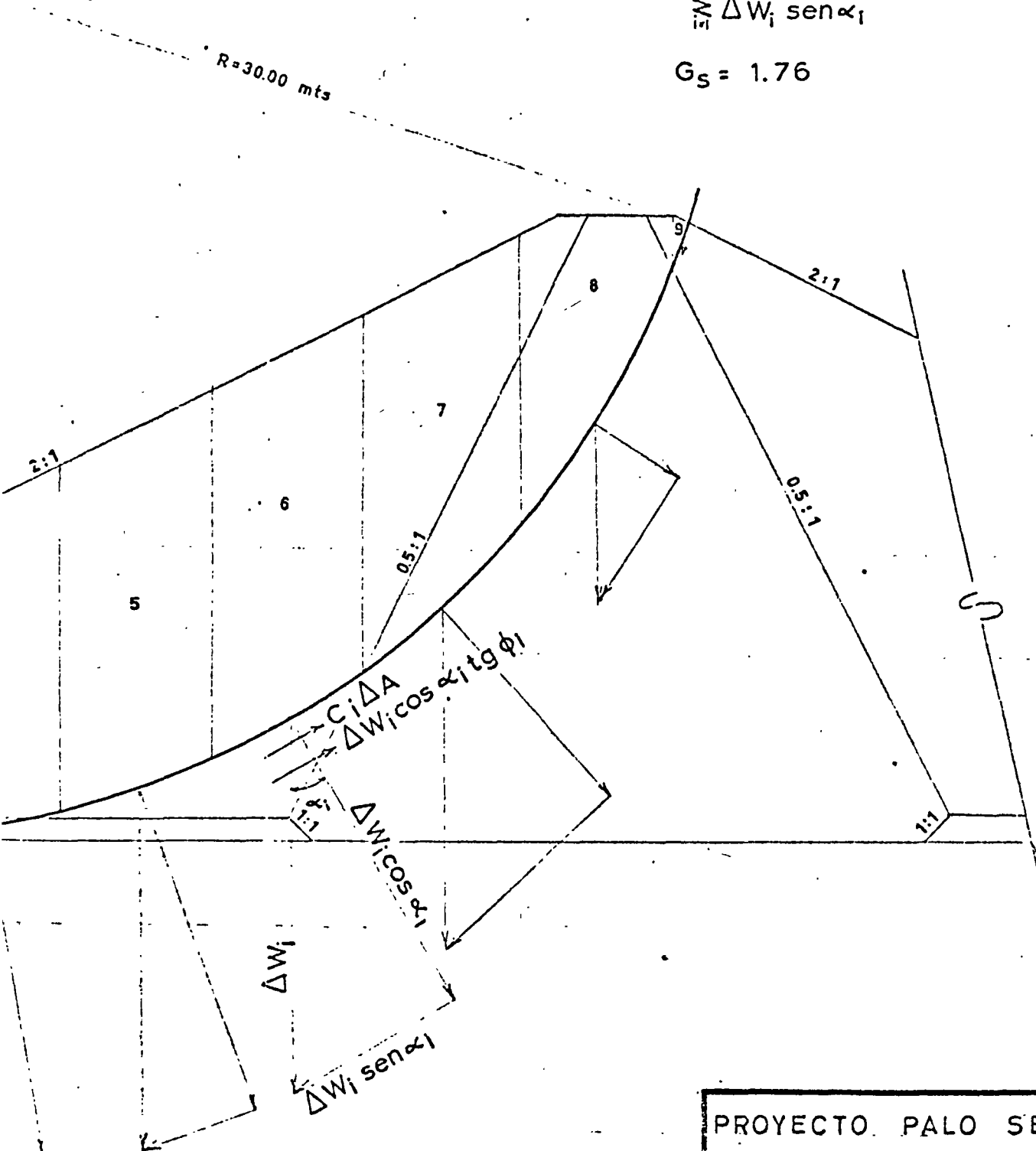
BALLESTEROS S.A

Tanteo # 3



$$G_s = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \Delta A + \Delta W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i)}{\sum_{i=1}^n \Delta W_i \operatorname{sen} \alpha_i}$$

$$G_s = 1.76$$



PROYECTO. PALO SECO S.R.H

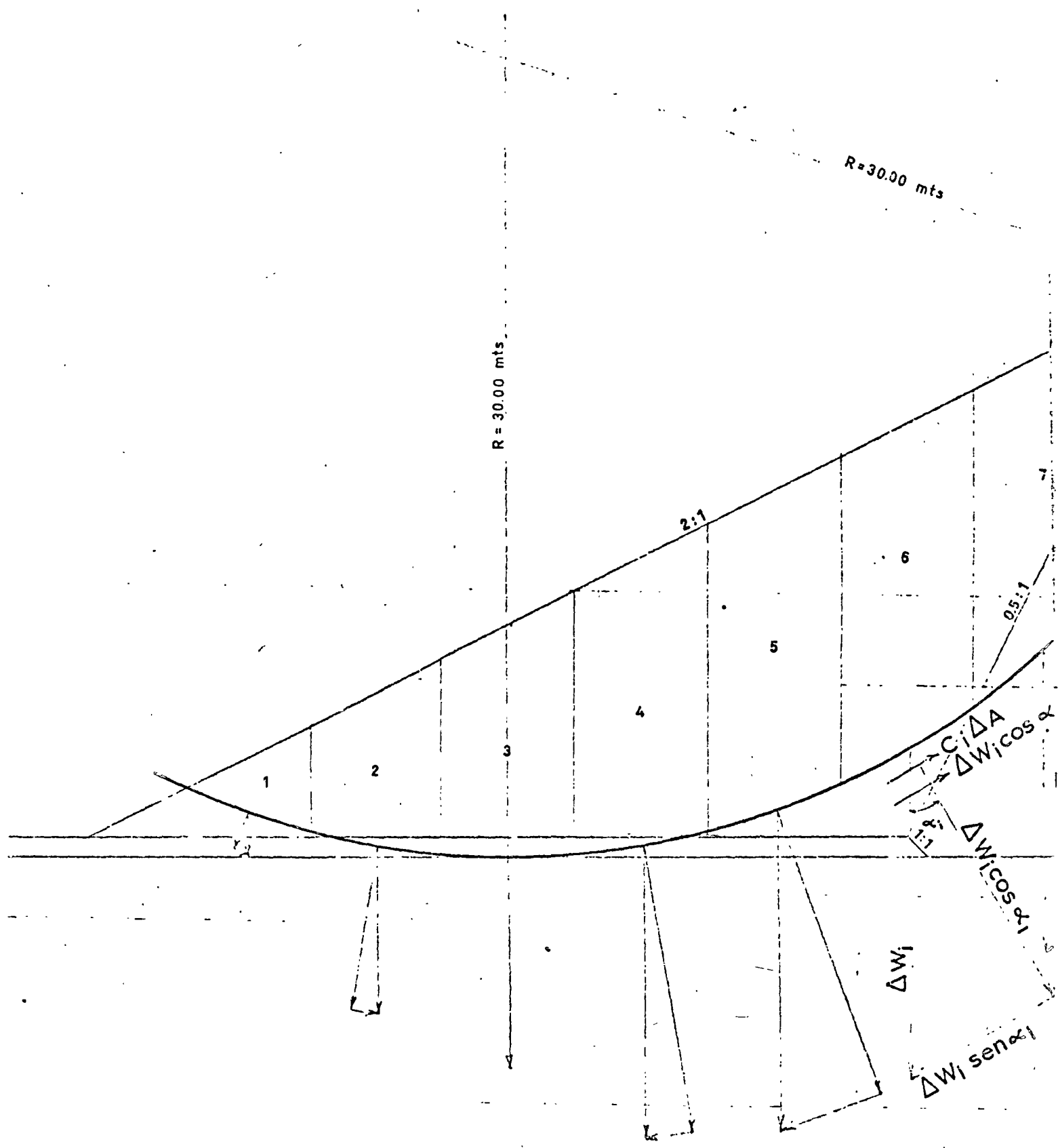
ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES
CONDICION PRESA VACIA O AGUAS ABAJO

MONTERREY N.L

JULIO 19

VALLESTEROS S.A

Tanteo # 4



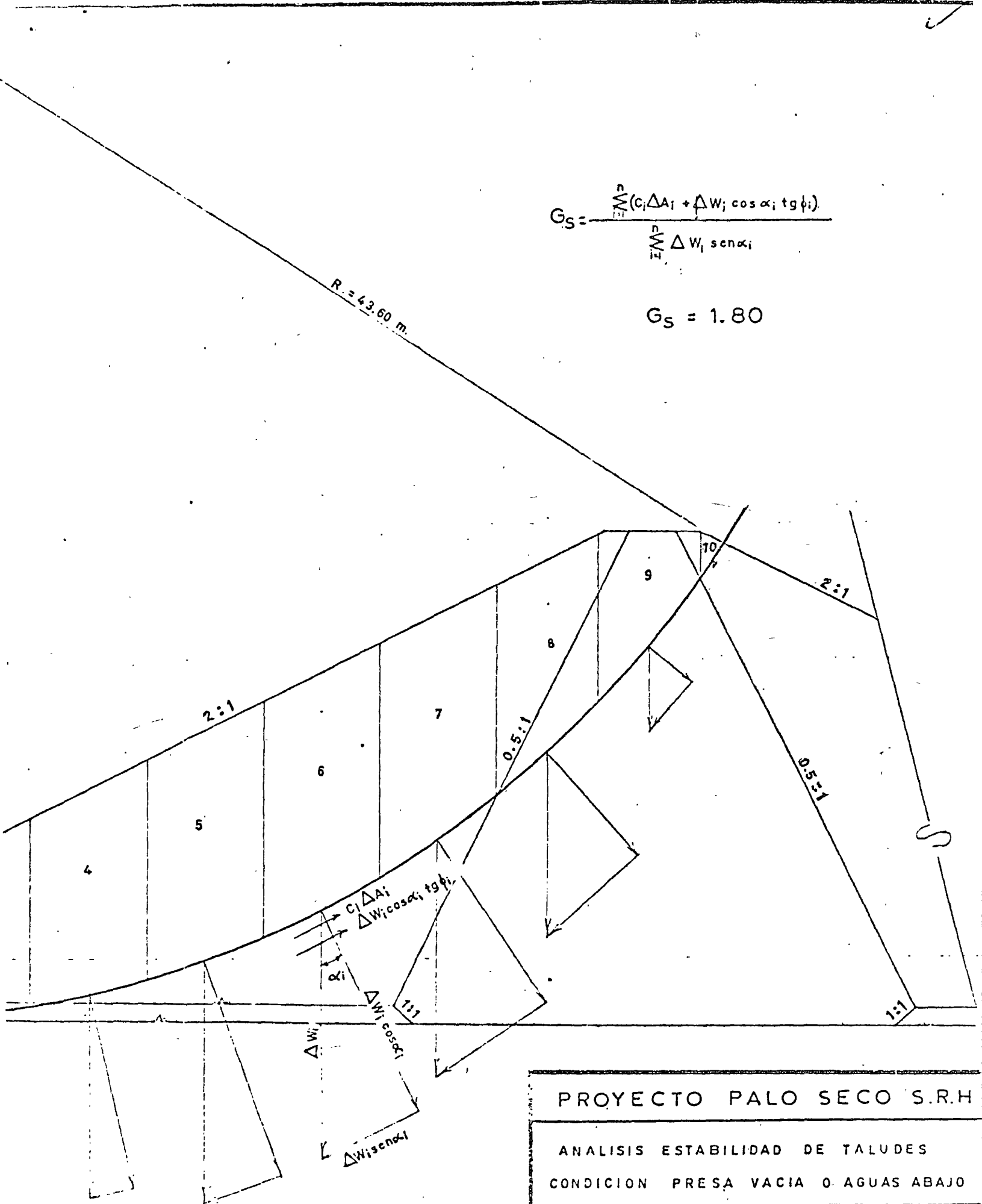
ESCALAS

PLA 1:200

PERZA 1:2000

$$G_S = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \Delta A_i + \Delta W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i)}{\sum_{i=1}^n \Delta W_i \sin \alpha_i}$$

$$G_S = 1.80$$



PROYECTO PALO SECO S.R.H

ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES
CONDICION PRESA VACIA O AGUAS ABAJO

MONTERREY N L

JULIO 1960

BALLESTEROS S.A

Tanteo # 5

R = 43.60 m

2:1

5

4

3

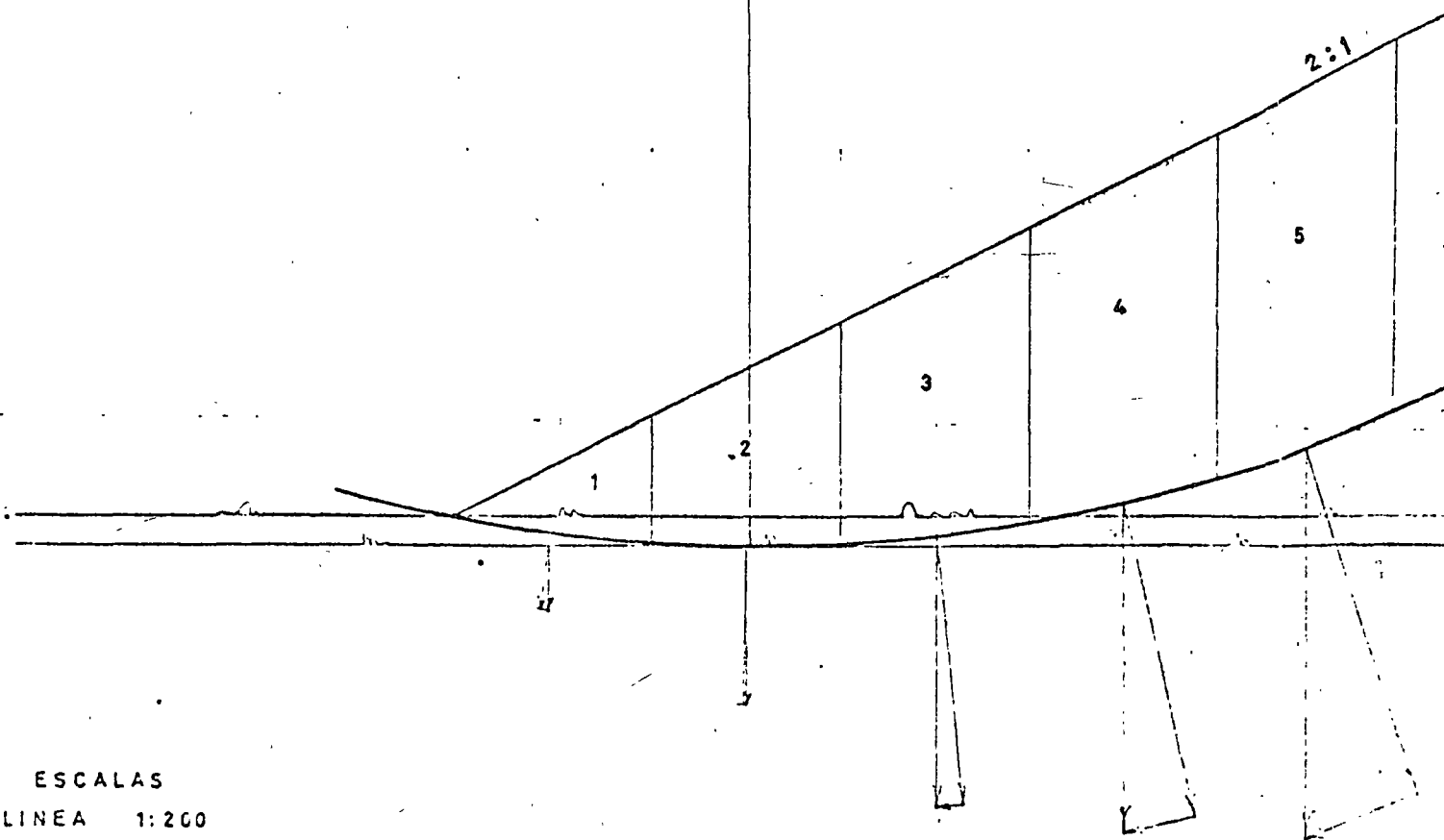
2

1

ESCALAS

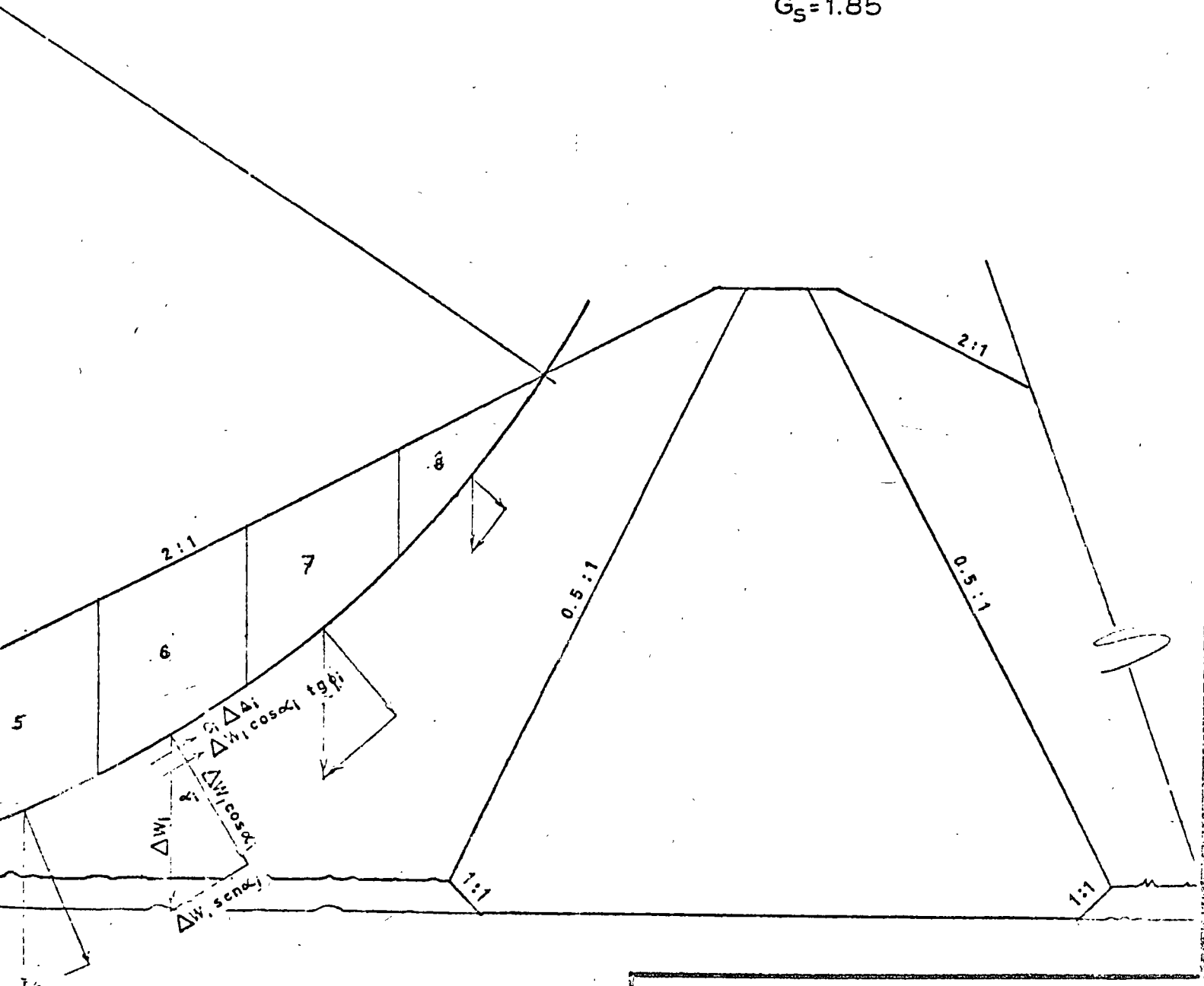
LINEA 1:200

FUERZA 1:2000



$$G_s = \frac{\sum_{i=1}^n (c_i \Delta l_i + \Delta W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i)}{\sum_{i=1}^n \Delta W_i \sin \alpha_i}$$

$$G_s = 1.85$$



PROYECTO PALO SECO S.R.H

ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES

CONDICION PRESA VACIA O AGUAS ABAJO

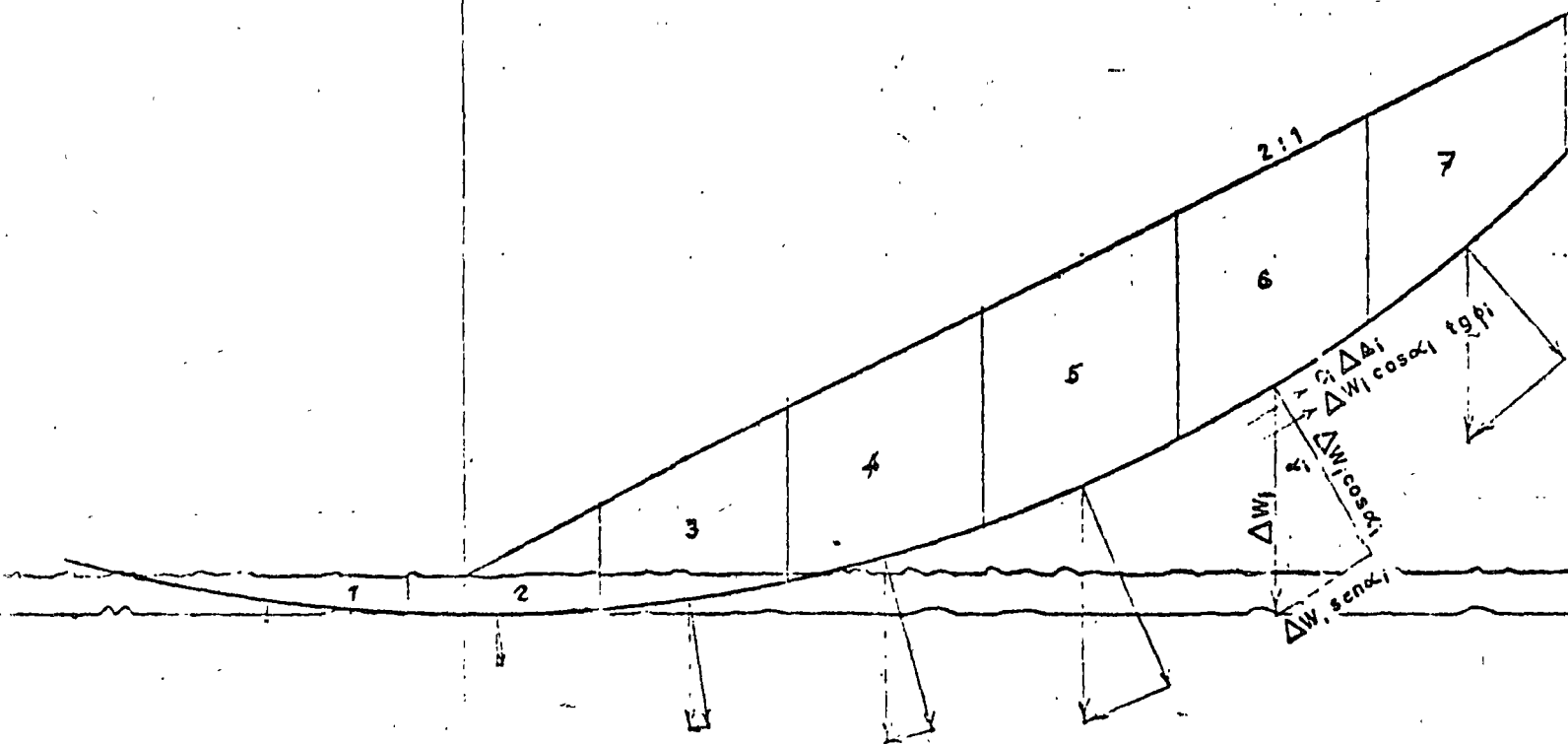
MONTERREY N.L

JULIO 1968

BALLESTEROS S.A
Tanteo # 5

R 4000 m

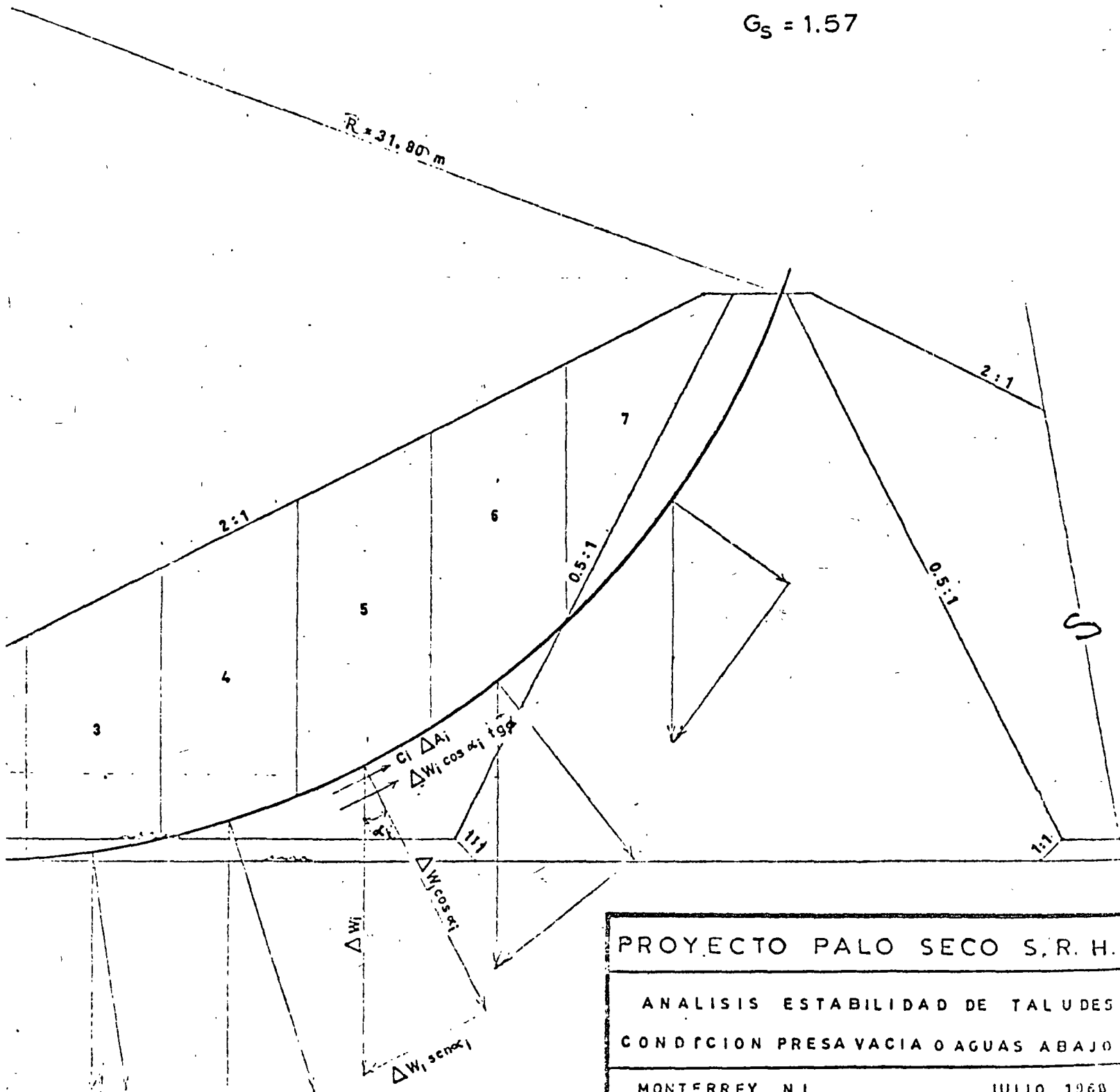
R=4000 m.



ESCALAS
LINEA 1:200
FUERZA 1:2000

$$G_S = \frac{\sum_{i=1}^n (c_i \Delta A_i + \Delta W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i)}{\sum_{i=1}^n \Delta W_i \sin \alpha_i}$$

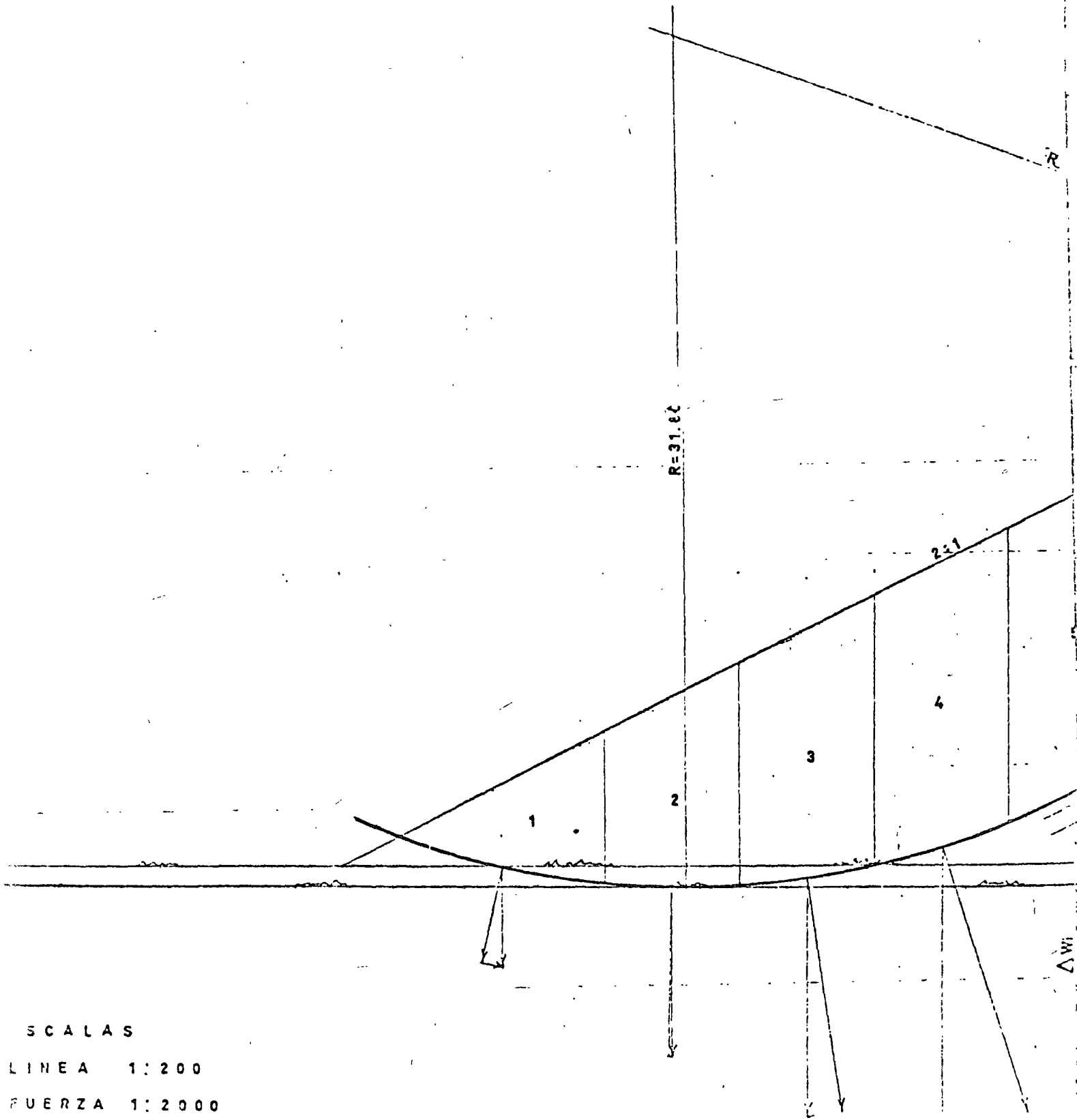
$$G_S = 1.57$$



PROYECTO PALO SECO S. R. H.	
ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES	
CONDICION PRESA VACIA O AGUAS ABAJO	
MONTERREY N L	JULIO 1960

BALLESTEROS S.A

Tanteo # 7



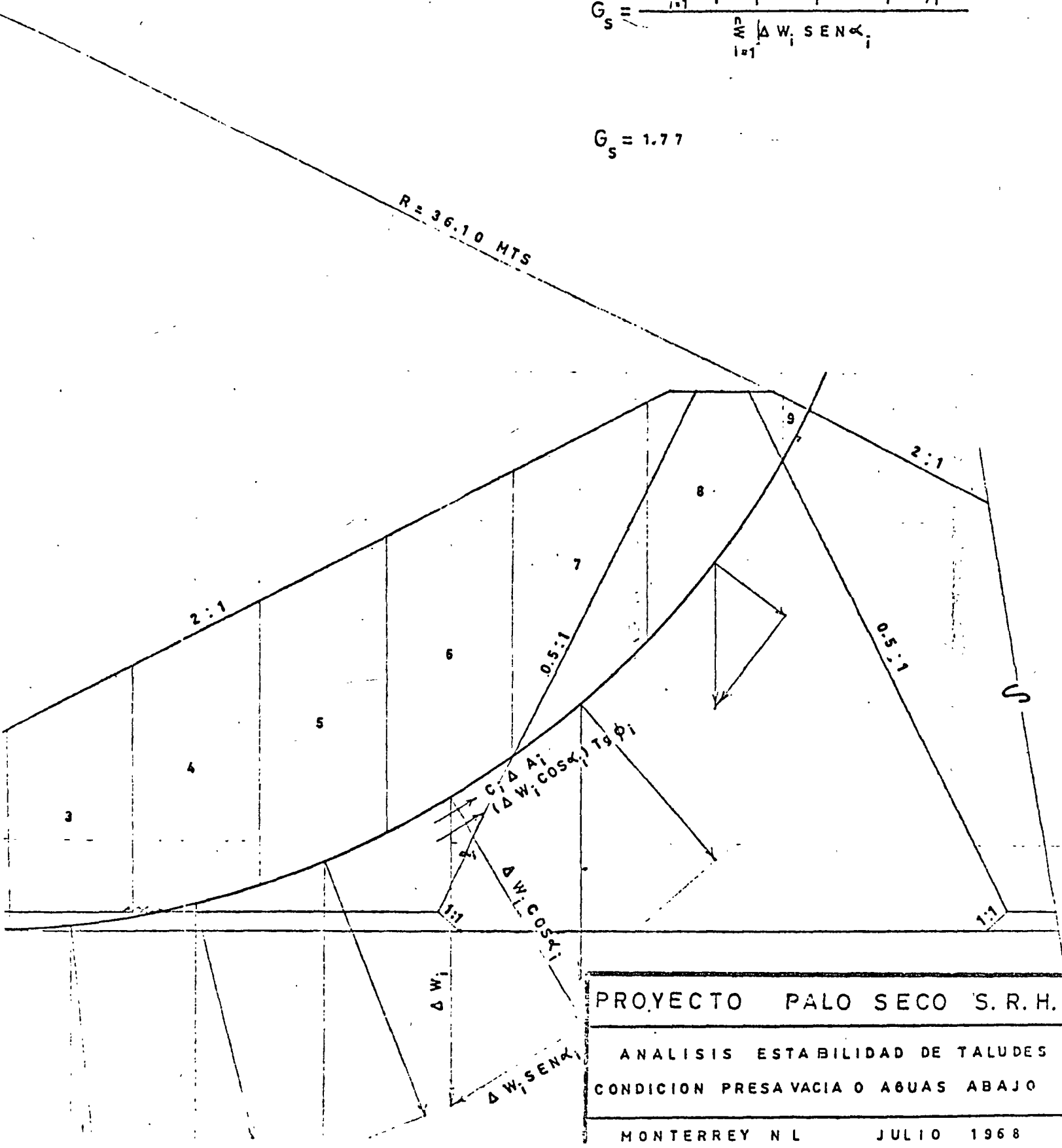
SCALAS

LINEA 1:200

FUERZA 1:2000

$$G_s = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \Delta A_i + \Delta W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i)}{\sum_{i=1}^n \Delta W_i \sin \alpha_i}$$

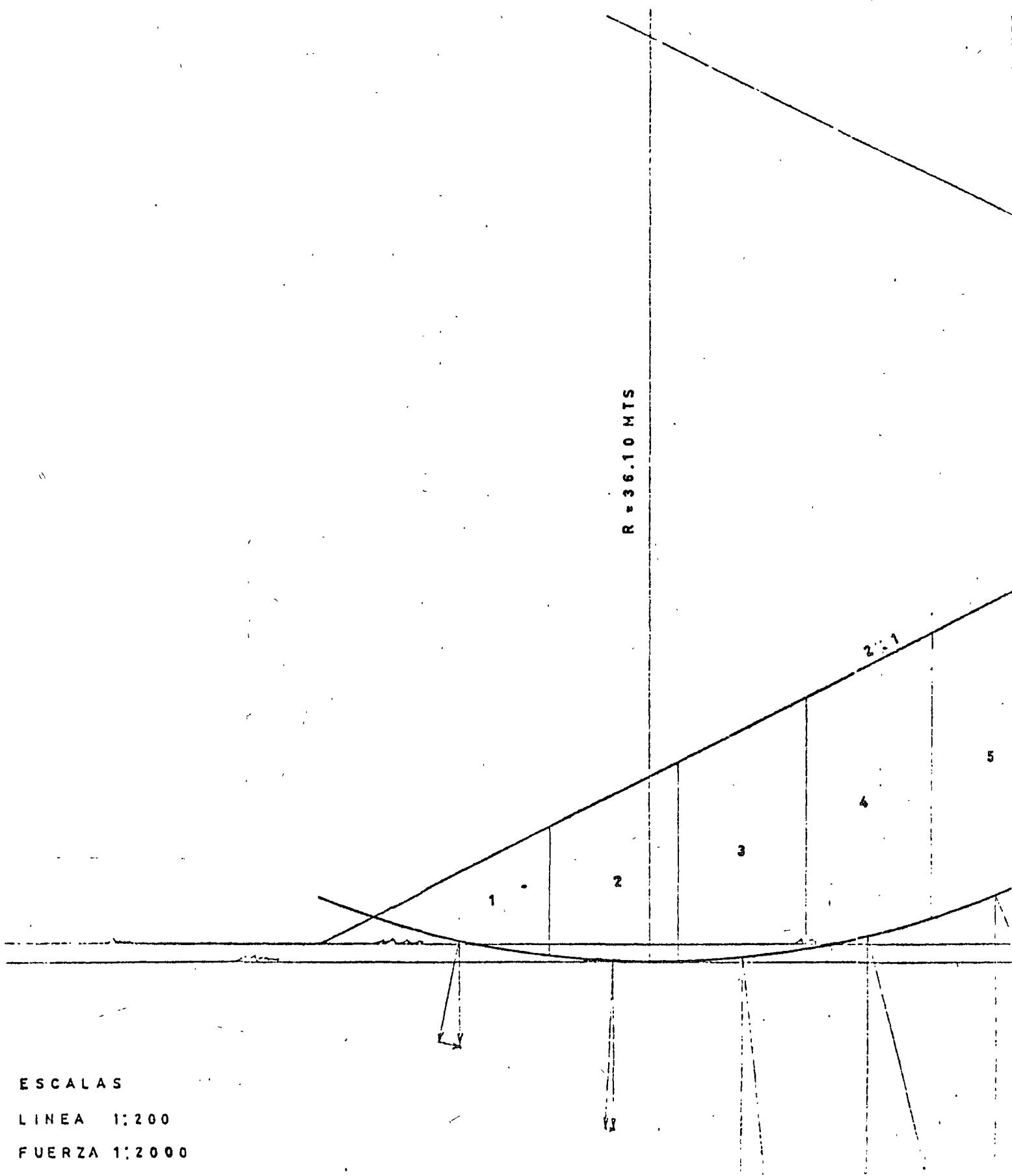
$$G_s = 1.77$$



PROYECTO PALO SECO S. R. H.
 ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES
 CONDICION PRESA VACIA O AGUAS ABAJO
 MONTERREY N L JULIO 1968

BALLESTEROS S.A

Tanteo # 8



ESCALAS

LINEA 1:200

FUERZA 1:2000

TANTEO Nº 5

DOBELA	AREA MAT. REY. m ²	AREA ARCILLA m ²	W _{MAT. REY.} ton	W _{ARCILLA} ton	ΔW _i ton	ΔW _i cos α _i ton	ΔW _i sen α _i ton	C _i Δ A _i ton	(ΔW _i cos α _i) tg φ _i ton
1	8.60	2.00	17.20	3.40	20.60	20.00	+ 2.00	20.80	6.50
2	17.60	4.00	35.20	6.80	42.00	42.00	+ 1.00	20.00	13.65
3	34.00	2.00	68.00	3.40	71.40	71.00	- 7.50	20.40	23.08
4	43.50		87.00		87.00	85.00	- 19.00		59.50
5	51.70		103.40		103.40	97.50	- 35.00		68.25
6	52.90		105.80		105.80	94.00	- 47.00		65.80
7	50.00		100.00		100.00	82.00	- 57.00		57.40
8	26.20	14.40	52.40	24.48	76.88	58.00	- 52.00	23.20	18.85
9	2.30	18.50	4.60	31.45	36.05	24.00	- 28.00	27.20	7.80
10	1.00		2.00		2.00	1.00	- 2.00		7.00
11									
SUMAS								-244.50	439.43

C_s = 1.80

DATOS

γ = 35° C = 0
 γ = 18° C = 0.4 Kg/cm²
 MAT. REYNOSA: γ = 2000 Kg/m
 MAT. ARCILLOSO: γ = 1700 Kg/m

TANTEO Nº 6

DOBELA	AREA MAT. REY. m ²	AREA ARCILLA m ²	W _{MAT. REY.} ton	W _{ARCILLA} ton	ΔW _i ton	ΔW _i cos α _i ton	ΔW _i sen α _i ton	C _i Δ A _i ton	(ΔW _i cos α _i) tg φ _i ton
1		2.08		4.76	4.76	5.00	+ 1.00	30.40	1.63
2	3.00	3.90	6.00	6.63	12.63	13.00	- 2.00	20.40	4.23
3	15.20	2.00	30.40	3.40	33.80	33.40	- 5.00	20.40	10.86
4	24.20		48.40		48.40	46.00	- 13.00	3.20	32.20
5	29.90		59.80		59.80	56.20	- 25.00		39.34
6	29.20		58.40		58.40	50.00	- 30.00		35.00
7	25.40		50.80		50.80	39.00	- 33.80		27.30
8	12.30		24.60		24.60	15.80	- 20.00		11.06
9									
10									
11									
SUMAS								-127.80	236.02

C_s = 1.85

TANTEO Nº 9

DOBELA	AREA MAT. REY. m ²	AREA ARCILLA m ²	W MAT. REY. ton	W ARCILLA ton	ΔW_i ton	$\Delta W_i \cos \alpha_i$ ton	$\Delta W_i \text{ sen } \alpha_i$ ton	$C_i \Delta A_i$ ton	$(\Delta W_i \cos \alpha_i) \text{ tg } \phi_i$ ton
1	5.70	1.20	11.40	2.04	13.44	13.00	+ 3.00	18.00	4.23
2	19.00	4.10	38.00	6.97	44.97	44.50	+ 1.50	20.00	14.46
3	30.00	1.70	60.00	2.89	62.89	62.00	- 9.60	21.00	20.15
4	40.00		80.00		80.00	75.50	-26.00		52.85
5	42.00		84.00		84.00	73.00	-42.00		51.10
6	35.70		71.40		71.40	54.00	-47.50		37.80
7	19.00		38.00		38.00	20.00	-32.50		14.00
8									
9									
10									
11									
SUMAS							-153.10	253.59	

$C_s = 1.66$

DATOS

MAT. REY NUSA : $\gamma = 2000 \text{ Kg/m}^3$ $\phi = 35^\circ$ $C = 0$
 MAT. ARCILLOSO : $\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$ $\phi = 18^\circ$ $C = 0.4 \text{ Kg/cm}^2$

TANTEO Nº 10

DOBELA	AREA MAT. REY m ²	AREA ARCILLA m ²	W MAT. REY. ton	W ARCILLA ton	ΔW_i ton	$\Delta W_i \cos \alpha_i$ ton	$\Delta W_i \text{ sen } \alpha_i$ ton	$C_i \Delta A_i$ ton	$(\Delta W_i \cos \alpha_i) \text{ tg } \phi_i$ ton
1	4.50	1.60	9.00	2.72	11.72	12.00	+ 2.00	19.20	3.90
2	17.60	4.90	35.20	8.33	43.53	43.00	+ 1.00	20.00	13.98
3	28.70	2.10	57.40	3.57	60.97	61.00	- 8.00	20.00	19.83
4	33.60		67.20		67.20	64.50	-18.00		45.15
5	48.80		97.60		97.60	89.00	-40.00		62.30
6	47.20		94.40		94.40	79.00	-53.00		55.30
7	36.90		73.80		73.80	53.00	-52.00		37.10
8	17.20		34.20		34.20	19.00	-29.50		13.30
9									
10									
11									
SUMAS							-197.50	310.06	

$C_s = 1.57$

REVISION PRESA LLENA O AGUAS ARRIBA

DOVELA	AREA ARCILLA	AREA MAT. REY	W ARCILLA	W MAT. REY	W _i	W _i sen α _i	W _i cos α _i	C _i ΔA _i	W _i cos α _i tg φ
1	0.50	10.00	0.40	10.00	10.40	+ 3.00	10.00	9.60	5.00
2	3.00	24.60	2.10	24.60	26.70	+ 2.00	27.00	20.40	8.80
3	3.00	32.00	2.10	32.00	34.10	- 3.00	34.00	20.40	11.10
4	0.50	45.00	0.40	45.00	45.40	-10.00	44.00	9.60	22.00
5		51.70		51.70	51.70	-20.00	48.00		33.60
6		52.50		52.50	52.50	-28.00	45.00		31.50
7		46.70		46.70	46.70	-33.00	34.50		24.20
8	9.60	16.40	6.70	16.40	23.10	-20.00	13.00	37.20	12.10
SUMAS						-109.00		245.50	

G_s = 3.41

DATOS:

MAT. ARCHILLOSO

$\gamma_{sumergida} = 700 \text{ Kg/m}^3$

$\phi = 18^\circ$

$c = 0.4 \text{ Kg/cm}^2$

MAT. REYNOSA

$\gamma_{sumergida} = 1000 \text{ Kg/m}^3$

$\phi = 35^\circ$

$c = 0$

Análisis del Costo Total del
Pequeño Almacenamiento "Palo Seco"
Municipio Montemorelos Estado Nuevo León Julio 1968

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
CORTINA				
Desplante y desenraice				
en área de Construcción	Ha	2.695		
Excavación en Arcilla	m ³	8,339.00		
Material Arcilloso	m ³	60,099.50		
Material Reynosa	m ³	122,429.00		
Mezcla de Grava y Arena	m ³	628.00		
Enrocamiento	m ³	10,851.00		
Postes de Concreto de				
15 cm y altura de 75cm	pza	128		
TOTAL CORTINA				\$
VERTEDOR				
Desplante y desenraice				
en área de Construcción	Ha	4.5		
Excavación en Arcilla	m ³	34,500.00		
Excavación en Lutita	m ³	10,780.00		
TOTAL VERTEDOR				\$
OBRA DE TOMA				
Tipo galería se				
analiza por separado				
TOTAL OBRA DE TOMA				\$
ZONA DE RIEGO				
Se analiza por separado				
TOTAL ZONA DE RIEGO				\$

R E S U M E N

Costo Cortina. - - - - - _____

Costo Vertedor - - - - - _____

Costo Obra de Toma - - - - - _____

Costo Zona de Riego. - - - - - _____

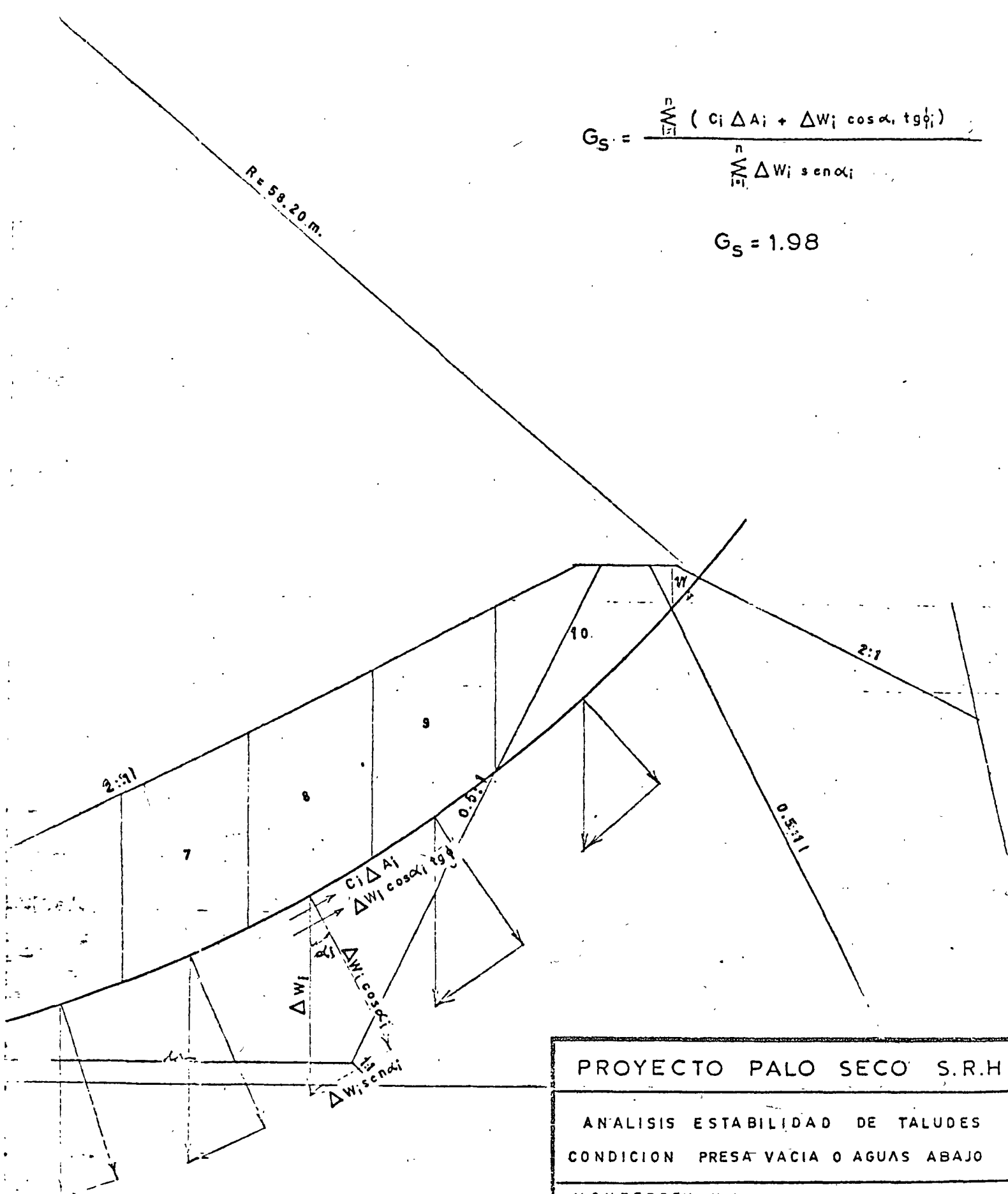
Costo Total. - - - - - _____

No. Has netas beneficiadas. - - - - - _____

Costo por Ha neta beneficiada. - - - - - _____

$$G_S = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \Delta A_i + \Delta W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i)}{\sum_{i=1}^n \Delta W_i \sin \alpha_i}$$

$$G_S = 1.98$$



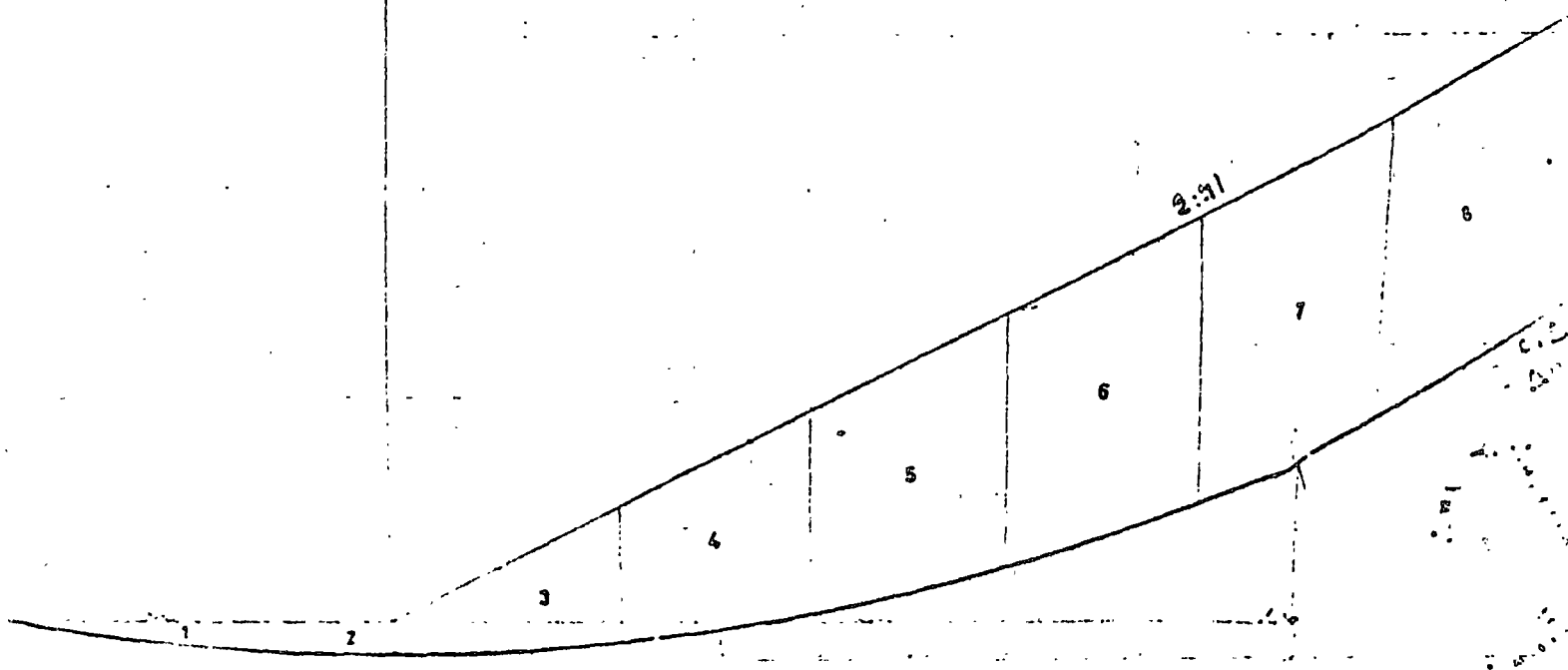
PROYECTO PALO SECO S.R.H	
ANÁLISIS ESTABILIDAD DE TALUDES	
CONDICION PRESA VACIA O AGUAS ABAJO	
MONTERREY N.L	JULIO 1968

BALLESTEROS S.A
Tanteo # 1

R = 58.20 m.

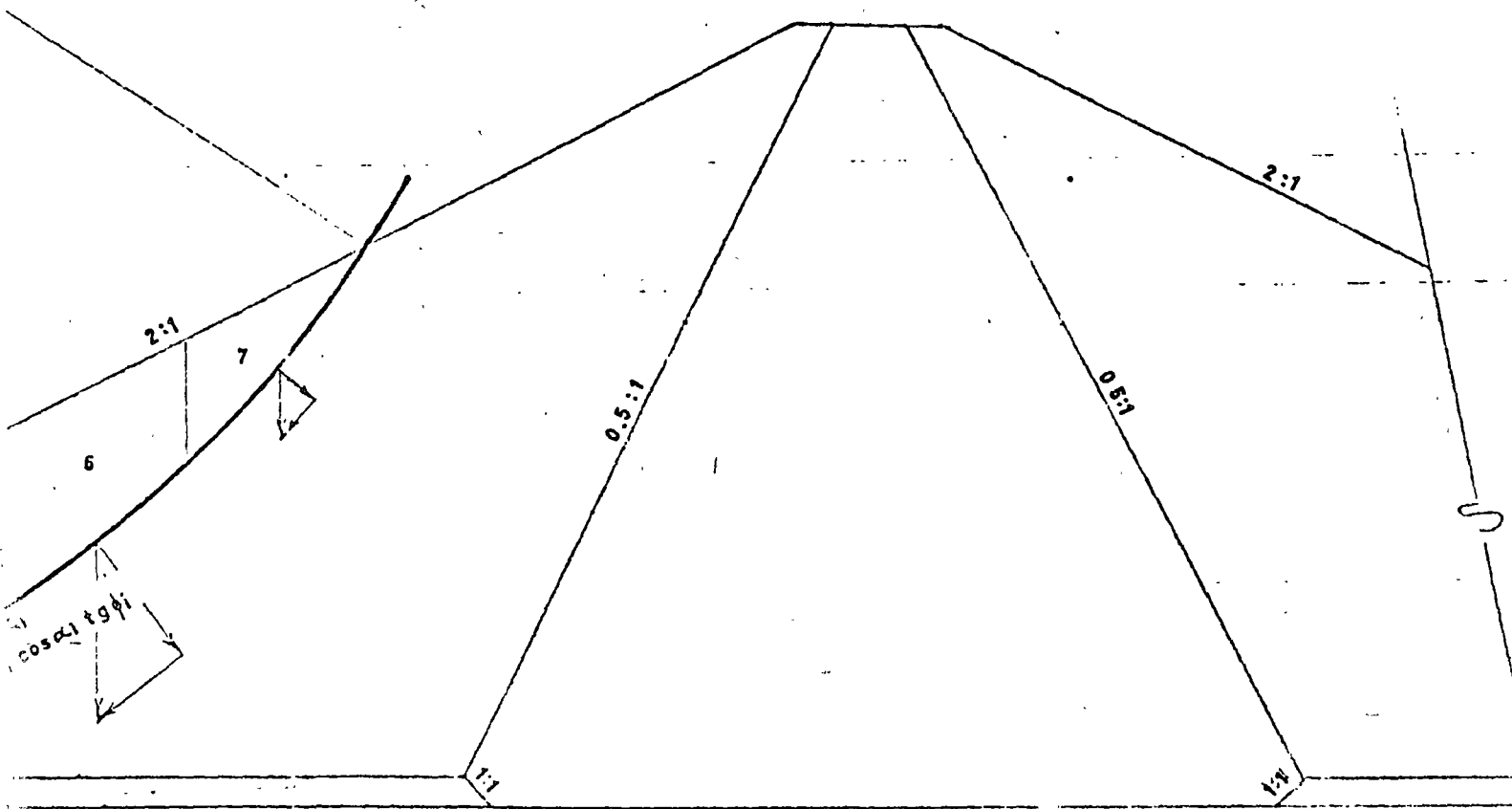
R = 58.20 m.

2:31



$$G_s = \frac{\sum_{i=1}^n (c_i \Delta A_i + \Delta W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i)}{\sum_{i=1}^n \Delta W_i \operatorname{sen} \alpha_i}$$

$$G_s = 1.88$$



PROYECTO PALO SECO S.R.H

ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES
CONDICION PRESA VACIA O AGUAS ABAJO

MONTERREY N. L.

JULIO 1968

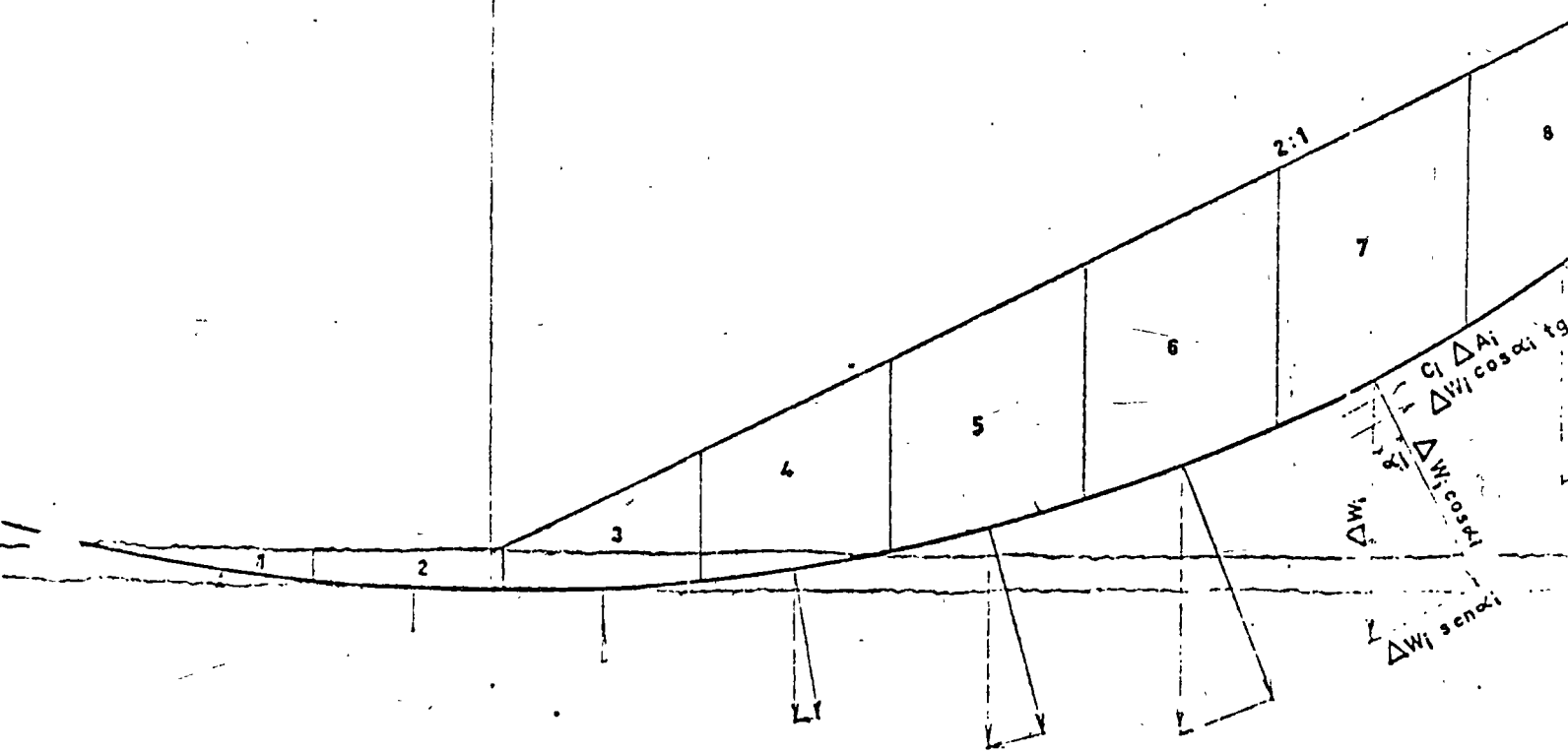
BALLESTEROS S.A

Tanteo # 2'

R = 49.40 m.

R = 49.40 m.

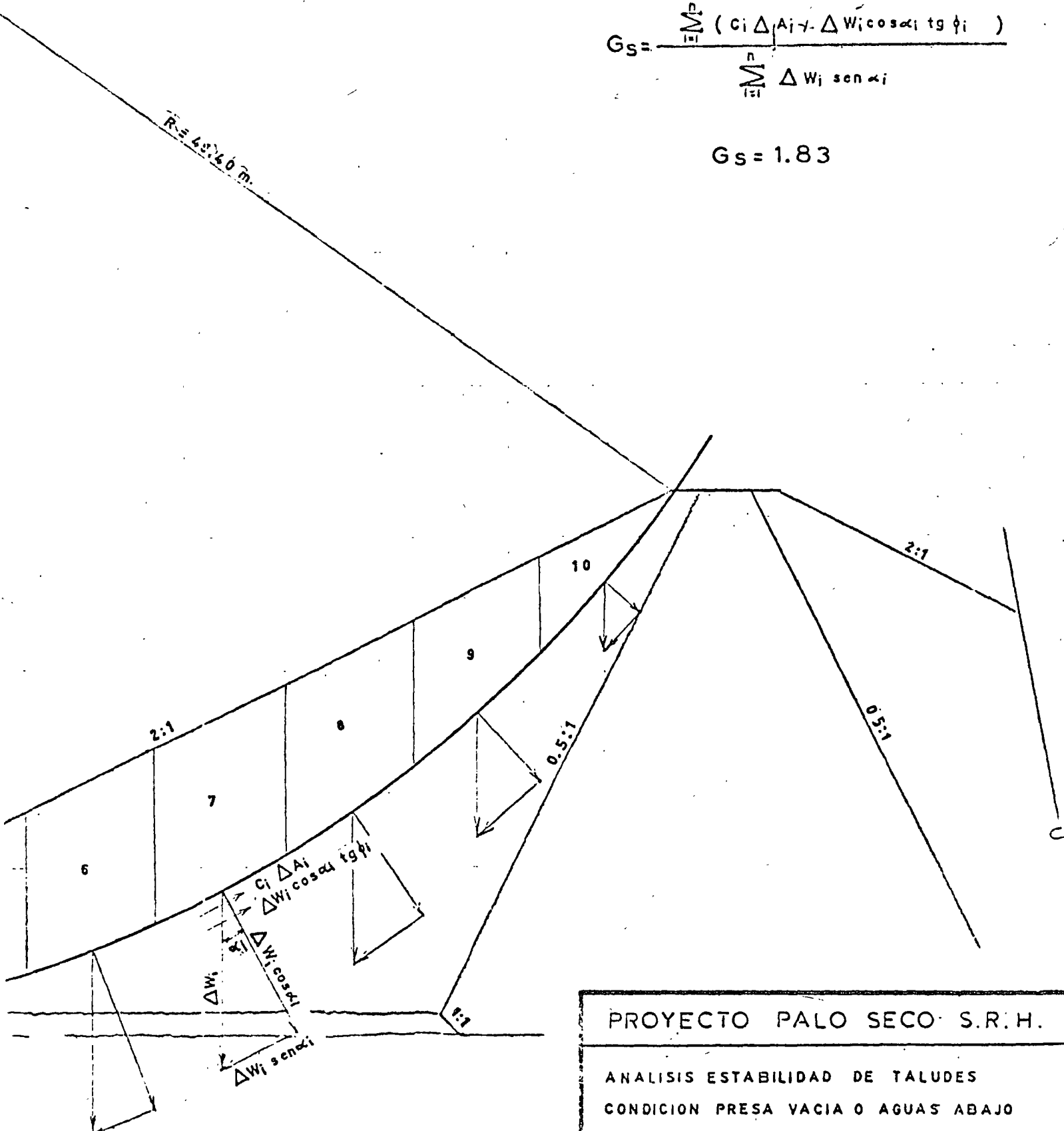
2:1



$$G_s = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \Delta A_i + \Delta W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i)}{\sum_{i=1}^n \Delta W_i \sin \alpha_i}$$

$$G_s = 1.83$$

R = 42.40 m



PROYECTO PALO SECO S.R.H.

ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES
CONDICION PRESA VACIA O AGUAS ABAJO

MONTERREY N.L.

JULIO 1968

DATOS

$\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$ $\phi = 35^\circ$ $C = 0$
 $\gamma' = 1700 \text{ kg/m}^3$ $\psi = 18^\circ$ $C' = 0$

TANTEC Nº 3

SECT.	AREA MAT. REY. m ²	AREA ARCILLA m ²	W _{MAT. REY.} ton	W _{ARCILLA} ton	ΔW_i ton	$\Delta W_i \cos \alpha_i$ ton	$\Delta W_i \text{ sen} \alpha_i$ ton	$\Sigma \Delta W_i$	$(\Delta W_i \cos \alpha_i) \text{ tot.}$ ton
1		1.80		3.06	3.06	3.00 +	1.00	18.80	1.00
2	2.10	4.00	4.20	6.80	11.00	11.50 -	1.00	20.00	3.74
3	14.80	1.80	29.60	3.06	32.66	33.20 -	6.00	18.00	10.80
4	22.20		44.40		44.40	42.50 -	15.50		29.80
5	28.30		56.60		56.60	50.00 -	26.50		35.00
6	23.00		46.00		46.00	38.00 -	29.00		26.60
7	9.00		18.00		18.00	13.00 -	15.00		9.14
8									
9									
10									
11									
SUMAS:								-92.00	172.84

$G_s = 1.88$

TANTEC Nº 4

SECT.	AREA MAT. REY. m ²	AREA ARCILLA m ²	W _{MAT. REY.} ton	W _{ARCILLA} ton	ΔW_i ton	$\Delta W_i \cos \alpha_i$ ton	$\Delta W_i \text{ sen} \alpha_i$ ton	$\Sigma \Delta W_i$	$(\Delta W_i \cos \alpha_i) \text{ tot.}$ ton
1	8.20		16.40		16.40	15.00 +	6.00		10.50
2	30.30	1.60	60.60	2.70	63.30	62.00 +	10.00	17.60	20.20
3	36.10	3.70	72.20	6.30	78.50	78.50		20.00	25.50
4	54.10	1.40	108.20	2.40	110.60	110.00 -	18.00	17.60	35.80
5	60.30		120.60		120.60	114.00 -	40.00		79.80
6	62.30		124.60		124.60	109.00 -	63.00		76.30
7	43.00	16.40	86.00	27.90	113.90	85.00 -	76.00	28.80	27.60
8	5.60	29.90	11.20	50.90	62.10	33.00 -	51.00	39.20	10.70
9	0.60		1.20		1.20	1.00 -	1.00		0.70
SUMAS:								-233.00	410.30

1.76

DATOS

MAT. REYNOSA : $\gamma = 2000 \text{ Kg/m}$
 MAT. ARCILLOSO : $\gamma = 1700 \text{ Kg/m}$

$\phi = 35^\circ$ $C = 0$
 $\phi = 18^\circ$ $C = 0.4 \text{ Kg/cm}^2$

TANTEO Nº 1

DOBELA	AREA MAT. REY. m ²	AREA ARCILLA m ²	W _{MAT. REY.} ton	W _{ARCILLA} ton	ΔW_i ton	$\Delta W_i \cos \alpha_i$ ton	$\Delta W_i \text{ sen } \alpha_i$ ton	$C_i \Delta A_i$ ton	$(\Delta W_i \cos \alpha_i) \text{tg } \phi$ ton
1		2.20		3.74	3.74	4.00	+ 1.50	24.00	1.30
2		3.80		6.46	6.46	11.00	+ 1.00	19.20	3.58
3	5.80	3.80	11.60	6.46	18.06	18.50	- 1.50	20.80	6.13
4	18.40	1.60	36.80	2.72	39.52	39.60	- 6.00	18.00	12.87
5	28.70		57.40		57.40	55.20	- 15.00		38.64
6	34.90		69.80		69.80	65.00	- 25.20		45.50
7	34.00		68.00		68.00	61.00	- 33.00		42.70
8	29.20		58.40		58.40	48.00	- 33.00		33.60
9	24.20		48.40		48.40	35.50	- 34.80		24.85
10	12.70		25.40		25.40	18.00	- 20.00		12.60
11									
SUMAS							-166.00	303.77	

$G_s = 1.83$
 $\frac{303.77}{155.00}$

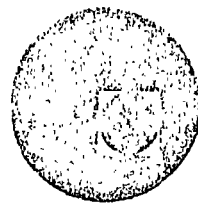
TANTEO Nº 2

DOBELA	AREA MAT. REY. m ²	AREA ARCILLA m ²	W _{MAT. REY.} ton	W _{ARCILLA} ton	ΔW_i ton	$\Delta W_i \cos \alpha_i$ ton	$\Delta W_i \text{ sen } \alpha_i$ ton	$C_i \Delta A_i$ ton	$(\Delta W_i \cos \alpha_i) \text{tg } \phi$ ton
1		2.30		3.91	3.91	5.00	+ 1.00	25.60	1.63
2	0.30	4.00	0.60	6.80	7.40	8.00	+ 1.00	29.60	2.60
3	9.00	3.70	18.00	6.29	24.29	23.50	- 3.00	20.40	7.64
4	23.70	0.90	47.40	1.53	48.93	48.00	- 8.00	15.20	15.60
5	33.20		66.40		66.40	64.20	- 16.00		44.94
6	38.50		77.00		77.00	73.00	- 24.00		51.10
7	40.60		81.20		81.20	74.50	- 34.00		52.15
8	39.40		78.80		78.80	69.20	- 38.50		48.44
9	37.30		74.60		74.60	62.20	- 43.00		43.54
10	16.30	17.20	32.60	29.24	61.84	46.00	- 41.50		14.95
11	0.90		1.80		1.80	2.00	- 2.50		1.40
SUMAS							-208.00	412.79	

$G_s = 1.98$



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE CIMENTACIONES

TEORIAS DE FALLA

EMPUJE ACTIVO Y PASIVO DE RANKINE

CAPACIDAD DE CARGA

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.

MECANICA DE SUELOSI INTRODUCCION

La Mecánica de suelos es una de las tantas divisiones de la Mecánica Aplicada y como tal el investigador solo opera con materiales ideales. Este procedimiento es el que ha sido aplicado a todas las teorías sobre comportamiento del suelo, siendo solo posible mediante experimentación valorar la importancia de la diferencia entre el comportamiento de los suelos reales, bajo determinadas condiciones, y el previsto por la teoría. El contenido de este curso se limitará a las teorías que, habiendo estado sometidas a experimentación, son aplicables, bajo ciertas condiciones y restricciones, a la solución aproximada de problemas prácticos.

SYNOPSIS DEL CURSO

Equilibrio elástico y plástico, empujes activo y pasivo, su acción sobre superficies, estabilidad de taludes, empujes sobre túneles y pozos, efecto de filtraciones, Teoría de la Consolidación y mecánica del flujo de

agua a través de medios porosos, cimentaciones mediante pilotes y superficies de contacto, análisis de vibraciones y propagación de ondas en los suelos.

PRINCIPIOS GENERALES UTILIZADOS EN LA TEORIA DE MECANICA DE SUELOS

INTRODUCCION

1. Propósito y alcance del tema. - La mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la mecánica e hidráulica a los problemas de Ingeniería relacionados con los sedimentos y otros depósitos no consolidados de partículas sólidas producidos por la desintegración mecánica o química de las rocas, prescindiendo de que contengan o no elementos orgánicos. En Geología dichos depósitos se denominan mantos o estratos, reservándose el término suelo para designar la capa superficial disgregada que mantiene a las plantas. En Ingeniería Civil, en cambio, al material que el geólogo acostumbra llamar manto se le conoce como suelo o tierra. Lo que el geólogo y el agrónomo llaman suelo no será estudiado

puesto que no se utiliza en cimentaciones.

La mecánica de suelos comprende:

- 1) Teorías del comportamiento de suelos debido a la acción de esfuerzos basándose en hipótesis simplificadoras radicales.
- 2) Investigación de las propiedades físicas de los suelos reales.
- 3) La aplicación de los conocimientos teóricos y empíricos sobre el tema, a la resolución de problemas prácticos.

2.- Teoría y realidad. - Con excepción del acero sometido a tensión dentro de la zona elástica, no existe material de construcción cuyas propiedades mecánicas reales sean lo suficientemente simples como para que puedan ser aceptadas como base de un análisis teórico. Consecuentemente en mecánica aplicada todas las teorías se basan en un conjunto de hipótesis referidas a las propiedades mecánicas de los materiales en estudio, hipótesis que hasta cierta medida no concuerdan con la realidad. A pesar de este procedimiento

Soluciones matemáticas rigurosas son complicadas y algunas veces innecesarias.

Puesto que, las hipótesis relacionadas con las propiedades mecánicas del material que se investiga determinan el orden de validez de las conclusiones, no debe enunciarse ninguna teoría sin que se informe claramente cuales son las hipótesis que la fundan. De lo contrario se corre el riesgo de aplicarla a casos que exceden los límites de su validez. Debe prestarse una atención especial a estas limitaciones que indudablemente son vitales y fundamentales.

3.- Suelos cohesivos y sin cohesión.-

Las propiedades mecánicas de los suelos fluctúan entre las de una arcilla plástica y las de una arena perfectamente limpia y seca o completamente sumergida. Si se excava en un lecho de arena, los lados de la excavación se deslizan hacia el fondo del mismo. Comportamiento que indica que las partículas del material carecen de adherencia. Deslizamiento que prosigue hasta

lante. El uso principal de los defloculantes en las pruebas de suelos ha sido descrito en la Sección 3.12.

Las floculaciones son tan pequeñas en tamaño, que cuando se asientan para formar sedimento formarán una estructura tipo panal. Por lo consiguiente el sedimento tendrá una estructura tipo panal de orden secundario, formado por las floculaciones agrupadas alrededor de vacíos más grandes que las floculaciones propiamente dichas, es decir, cada floculación será formada por gránulos agrupados alrededor de vacíos más grandes que los gránulos. Esto se denomina *Estructura Floculenta* y es ilustrada diagramáticamente en la Fig. 4.4.

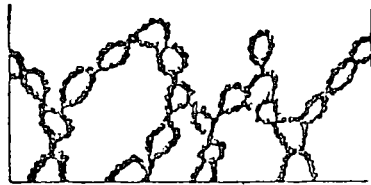


FIG. 4.4 Estructura floculativa

Las estructuras mixtas aparecen en muchas arcillas marinas que son firmes y rígidas en estado normal, pero que al ser trabajadas o moldeadas con los dedos se vuelven suaves. La apreciación de este cambio tan pronunciado en estructura y en fuerza, el cual ocurre en muchos suelos, es uno de los conceptos más importantes en la acción de los suelos. La hipótesis que brinda una posible explicación de esta característica tan importante en las estructuras mixtas ha sido presentada por A. Casagrande (29).

Cuando un río descarga en una bahía en el océano, existirá descenso en la velocidad de flujo que ocasionará la deposición de las partículas de limos, las más gruesas de todas las partículas del suelo en suspensión. Simultáneamente, el agua salada, actuando como un electrólito, podrá causar la floculación y deposición de la materia coloidal acarreada por la corriente de agua. Por lo tanto el depósito formado consistirá de una mezcla de partículas individuales de limo y floculos. Una combinación similar puede ocurrir en agua dulce, si las condiciones electrolíticas son favorables.

Al aumentar la profundidad del depósito, el material que se encuentra cerca del fondo es comprimido por el peso im-

puesto. Sin embargo, la cantidad de compresión no es la misma en todos los puntos dentro de la masa. Las variaciones que ocurren en las cantidades de compresión existentes son mostradas en la Fig. 4.5. Cuando existen grandes espacios entre las partículas de fango, las floculaciones sufren compresión relativamente pequeña, siendo lo contrario para floculaciones localizadas donde los espacios son más pequeños, sufriendo ahí gran compresión. Estos puntos locales altamente comprimidos resultan en lo que se conoce como *arcilla cementada* y en un momento dado tendrán tanta fuerza como para hacer a todo el material sumamente rígido. Se podrá apreciar fácilmente que, si la mezcla se revuelve por completo, se logrará destruir la resistencia localizada y proporcionada por la arcilla cementada.

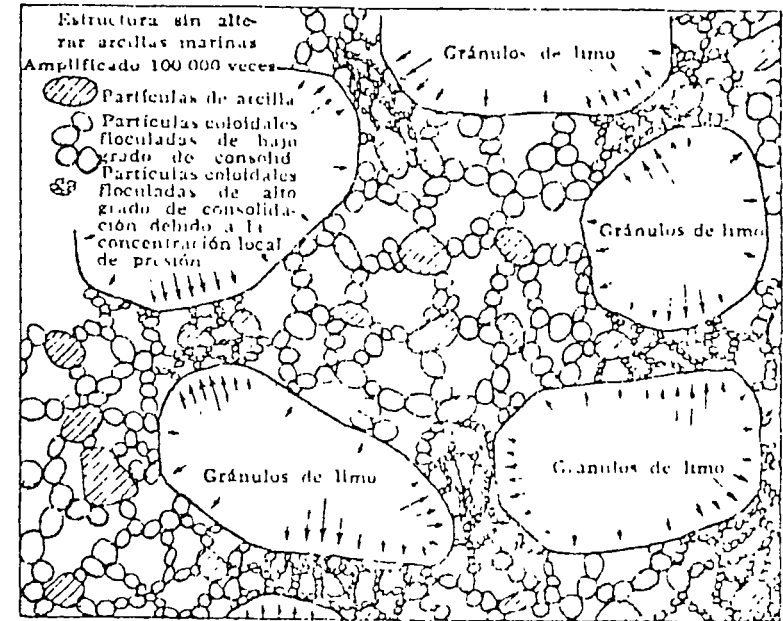
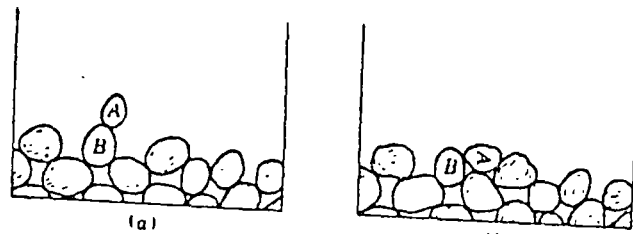
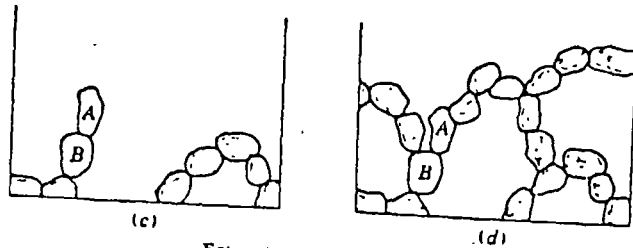


FIG. 4.5. Estructura sin alterar de barro marino (Según A. Casagrande)

La rigidez impartida por la arcilla cementada es claramente demostrada por la diferencia entre los resultados obtenidos en muestras de arcillas marinas malteradas y aquellas que han sido remoldeadas cuando son probadas para su esfuerzo al corte. Una carga incrementada podrá comprimir una muestra remol-



Estructura de un solo gránulo



Estructura de tipo panal

Fig. 4.3. Comparación de los procesos de formación de estructuras de un solo gránulo y de tipo panal

Como la verdadera atracción cohesiva, y la resistencia al corte resultante de la atracción es conocida como *cohesión verdadera*.

La *estructuración floculante* o *estructura floculenta* puede ocurrir solamente en suelos de gránulos muy finos. Las partículas sólidas suspendidas en un líquido se asientan a una velocidad que, como fue explicado en la Sección 3.8, es proporcional al cuadrado del diámetro de la partícula. Por lo tanto para partículas finas la velocidad de asentamiento es muy baja. Para partículas de tamaño coloidal, es decir menores que 0.05×10^{-4} cm en diámetro, la velocidad de asentamiento, bajo condiciones normales de gravedad, para cualquier apreciación práctica es inapreciable. Una suspensión de tales partículas pequeñas es llamada suspensión coloidal, siendo denominado el líquido la fase continua, y las partículas la fase dispersa.

Además de la fuerza de la gravedad, el impacto molecular deberá considerarse en el estudio de estas partículas pequeñas. Las moléculas de un líquido, estando en vibración constante, chocan contra las partículas de la fase dispersa. Si los tamaños de las partículas son grandes en proporción al tamaño de las moléculas, el impacto sobre cualquier partícula será, por la ley de las probabilidades, balanceado. Sin embargo, si las partículas son

tipos. Su combinación estructural será tratada inmediatamente después, y una explicación hipotética de las más importantes y mejor conocidas características de barros o arcillas marinas será presentada.

Las estructuras de un solo gránulo son el tipo más sencillo. Una acumulación de esferas iguales, tal y como si fuese una caja de bolas de billar completamente llena, es el prototipo ideal de la estructura de un solo gránulo. Este tipo de estructura se observa en materiales en los cuales existe muy poca tendencia de adherirse unos con otros. Estos materiales son llamados sin cohesión o no cohesivos y están representados en suelos por las arenas y las gravas. Esta falta de adherencia significa que en los procesos de sedimentación las únicas fuerzas que entrarán en juego serán los pesos de las partículas individuales.

La porosidad de la masa granular puede variar dentro de límites muy amplios de acuerdo con la forma en la cual los gránulos se agrupan. Como ilustración, los discos arreglados tal y como se muestra en la Fig. 4.2 (a) ocupan una proporción menor del área limitante que cuando se arreglan o acomodan en (b). La solución teórica de un problema en tres dimensiones lleva al resultado que la porosidad de una acumulación de esferas iguales varía de entre 48 a 26%, o que la relación de vacíos varía entre 0.91 a 0.35 (Pág. 11 de la Referencia 104). Los suelos granulares, como las arenas, no son acumulaciones de esferas iguales. Con todo esto, los valores límites de la porosidad son muy cercanos a aquéllos encontrados para el caso

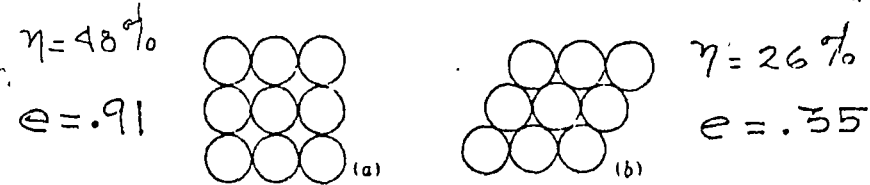


Fig. 4.2 Empaque de malla y denso

ideal. Dichos suelos casi tienen porosidades mayores de 50% o menores de 23%, correspondientes a relaciones de vacíos de 1 y 0.3 respectivamente. La relación de vacíos se usa comúnmente para expresar la densidad, pero frecuentemente es ventajoso usar la densidad relativa, como se explica en la Sección 3.5.

los taludes alcanzan cierto ángulo conocido como "ángulo de reposo". Ángulo que para arenas secas y completamente sumerjidas es independiente de la altura de la pendiente. En cambio, en un terreno de arcilla plástica dura, podría excavarse una zanja de 6 a 9 m. de profundidad con taludes verticales sin ninguna clase de contención. Este hecho indica la existencia de una firme adherencia entre las partículas de arcilla. Sin embargo cuando la profundidad de la zanja se excede de cierto valor crítico, el cual depende de la intensidad de adherencia entre las partículas de arcilla, los lados del corte fallan, no siendo vertical esta superficie. La adherencia entre las partículas del suelo es llamada "cohesión". Ningún ángulo definido de reposo se le puede asignar a un suelo con cohesión. Aún la arena húmeda tiene algo de cohesión. Consecuentemente, la pendiente máxima del talud para que se mantenga en equilibrio disminuye con la altura.

A pesar de la aparente simplicidad de sus características generales, las propiedades

mecánicas de las arenas y arcillas reales son tan complejas que un análisis matemático riguroso de su comportamiento es imposible. Por lo tanto la Teoría de Mecánica de suelos trata con materiales imaginarios denominados arenas ideales y arcillas ideales cuyas propiedades mecánicas representan una simplificación de las arenas y arcillas reales. Ejemplo: La mayoría de los suelos son capaces de tener una deformación considerable sin perder apreciablemente su resistencia al esfuerzo cortante. Con el objeto de simplificar la teoría se supone que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos ideales es enteramente independiente del grado de deformación. Una solución matemática rigurosa de los problemas no elimina el error asociado con la hipótesis fundamental. En muchos casos este error es mucho más importante que el error debido a una simplificación radical del tratamiento matemático de el problema. La investigación del grado de confiabilidad del problema teórico se logra mediante la mecánica de suelos aplicada.

En Mecánica Aplicada, aquellos materiales que su resistencia al esfuerzo de corte es independiente de el grado de deformación son llamados materiales plásticos. De acuerdo con nuestra hipótesis una arena ideal es un material plástico sin cohesión. Los materiales plásticos fallan por corte seguido de flujo plástico. El término flujo plástico indica una deformación continua bajo un estado de esfuerzos constante.

4.- Problemas de estabilidad y elasticidad.-

Los problemas de estabilidad tratan las condiciones de equilibrio de suelos ideales al iniciarse la falla por flujo plástico. Los problemas más importantes son: Problemas de empuje de tierras, de capacidad de carga, falla de taludes. Para resolver estos problemas solo es necesario conocer el estado de esfuerzos en condiciones de falla

Los problemas de elasticidad tratan la deformación del suelo debido a su peso propio o debido a fuerzas externas tales como el peso de los edificios. Todos los problemas de asentamientos pertenecen

a esta categoría. Para resolver estos problemas solo es necesario conocer la relación esfuerzo deformación del suelo la condición de esfuerzos de falla no entra en el análisis.

Un problema intermedio a estos dos grupos, es determinar las condiciones de carga y apoyo requeridas para establecer el estado plástico en un punto de una masa de suelo, en estos casos las propiedades elásticas y el estado de esfuerzo de falla deben considerarse. La transición del estado inicial de falla a la falla última del suelo por flujo plástico se conoce como falla progresiva.

En estado natural los vacíos del suelo están parcialmente o llenos de agua. El agua puede estar en estado de reposo o en estado de movimiento. Si el agua está en estado de reposo, los métodos para resolver problemas de elasticidad son similares a los de mecánica de sólidos.

En cambio si el agua en los vacíos del suelo se encuentra en movimiento, los

problemas no pueden resolverse si no se conoce previamente el estado de esfuerzos de el agua contenida en los vacíos del suelo. En este caso estamos obligados a combinar la mecánica de sólidos con la hidráulica aplicada.

III CONDICIONES DE ESFUERZOS DE FALLA EN SUELOS

5. Relación entre el esfuerzo normal y la resistencia al esfuerzo cortante.

Se supone que la relación entre el esfuerzo normal σ en cada sección de una masa de suelo cohesivo y la correspondiente resistencia al corte s por unidad de área puede ser representado por la ecuación empírica

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

con tal que σ sea un esfuerzo de compresión. El símbolo c representa la cohesión, la cual es la resistencia al esfuerzo cortante por unidad de área si $\sigma = 0$. Esta ecuación se conoce como ecuación de Coulomb. Para suelos sin cohesión ($c=0$) la ecuación correspondiente es

$$s = \sigma \tan \phi \quad (2)$$

Los valores c y ϕ (ángulo de fricción interna) se determinan por medio de pruebas de laboratorio, midiendo la resistencia al corte a diferentes valores de σ . En

11

la práctica se interesa conocer la resistencia al corte de suelos saturados. Un cambio de esfuerzos en un suelo saturado es asociado con un cambio en su contenido de agua, el cual depende de varios factores incluyendo el grado de permeabilidad. Si los esfuerzos de falla de la prueba son aplicados más rápidamente que el correspondiente cambio en el contenido de agua, parte de σ será tomado por el exceso de presión hidrostática requerido para desalojar el exceso de agua fuera de los vacíos del suelo, lo cual depende de las condiciones de la prueba. De allí que c y ϕ dependen no solo de la naturaleza del suelo y su estado inicial, si no también de la velocidad de aplicación de los esfuerzos, de la permeabilidad del material, y de el tamaño de la muestra. El valor ϕ obtenido de tales pruebas es llamado "ángulo de resistencia al corte" o "ángulo de fricción interna". En arcillas este ángulo es menor o igual a 20° , y para arenas saturadas en estado suelto mayor o igual a 35° .

En otras palabras, no existe ángulo definido ϕ para un suelo, porque depende de otras condiciones, que no son su naturaleza y su estado inicial.

12

En cambio si las compresiones que actúan en la muestra que se ensaya se aplican suficientemente lenta, la compresión normal que actúa sobre la superficie de deslizamiento en el instante de la ruptura, se transmite casi íntegramente de grano a grano. Pruebas de esta clase se conocen como pruebas lentas de corte. La forma en que deben de hacerse dependen de la permeabilidad del suelo.

En arenas, la resistencia al corte depende solo del esfuerzo normal que actúa sobre la superficie de falla y de la densidad inicial, su valor depende de la naturaleza de los granos y su densidad inicial. Varía entre los límites de 30° a 50° (Estado suelto a denso). El ángulo de reposo de la arena es aproximadamente el ángulo de fricción interna en su estado suelto (En suelos cohesivos depende de la altura de la pendiente).

En cálculos de estabilidad de arenas ϕ (2) representará siempre el ángulo de fricción interna

Los resultados de pruebas lentas de corte en materiales cohesivos pueden generalmente expresarse con su suficiente aproximación por la ecuación (1),

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

Con el objeto de determinar si $\sigma \tan \phi$ satisface los requisitos de resistencia friccionante. Se somete el material a dos diferentes pruebas:

a) se incrementa σ hasta σ_1 y se determina su resistencia al corte s_1

b) Primero se consolida el material con $\sigma_2 > \sigma_1$, y después mediante una prueba lenta de corte se determina su resistencia al corte s'_1 , (proceso que se conoce como pre-consolidación). Los experimentos muestran que $s'_1 \geq s_1$

Conclusiones:

1- Si $s'_1 = s_1$, $\sigma \tan \phi$ representa la resistencia friccionante y se justifica que ϕ sea el ángulo de fricción interna

2- Si $s'_1 > s_1$, $\sigma \tan \phi$ representa la resistencia friccionante y otra resistencia independiente de ϕ

los términos c y ϕ representan dos coeficientes empíricos en la ecuación de la línea recta. El término cohesión se retiene solo por razones históricas. Es usado por abreviar el término cohesión aparente, la cohesión verdadera representa la parte de la resistencia al corte del suelo la cual es función solo del contenido de agua. No existe relación entre cohesión aparente y cohesión verdadera. Considerando que la cohesión aumenta con la compactación, y si la presión total es transmitida de grano a grano la cohesión verdadera nunca será menor que la cohesión aparente

$$\text{Si } \sigma \text{ tan } \phi = 0 \quad S = c$$

en líquidos c y ϕ son cero $\therefore S = 0$

Esfuerzos efectivos y neutros. —

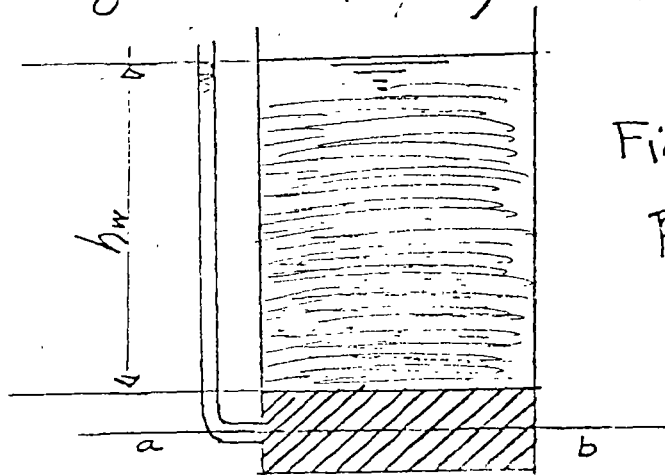


Fig. 2 Aparato usado para demostrar la diferencia entre presión efectiva y presión neutra

En Fig. 2 ab es una sección horizontal a travez de un ^{mat.} sin cohesión que ocupa el fondo del recipiente, se supone que el estrato es delgado. Si se aumenta el agua hasta h_w el esfuerzo normal aumenta de cero hasta

$$h_w \gamma_w$$

donde γ_w = peso unitario del agua, este incremento del esfuerzo de compresión de cero a σ sobre cada sección horizontal no produce compresión del estrato que se pueda medir. Por otra parte si producimos la misma presión por medio de una capa de plomo la compresión resultante de la capa es muy apreciable. Se puede demostrar que bajo la presión hidrostática $h_w \gamma_w$ no hay influencia en la resistencia al corte, sin embargo bajo la presión producida por la capa de plomo el incremento en resistencia al corte es muy considerable. Con lo anterior concluimos que el esfuerzo de compresión en un suelo saturado consiste de dos partes con efectos mecánicos muy diferentes. Una parte que

que es la presión en el agua que no produce una compresión cuya deformación pueda medirse o un incremento en la resistencia al corte. Esta parte se llama presión neutra u_w . Igual a la carga piezométrica h_w por el peso específico del agua γ_w (En problemas de capilaridad deberá agregarse a $\gamma_w h_w$ la presión atmosférica). La carga piezométrica h_w puede ser positiva o negativa. Si u_w es positivo se llama presión de poro. La segunda parte

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_w \quad (2)$$

es llamada presión efectiva, porque representa la parte del esfuerzo total que produce efectos tales como compactación o incremento en la resistencia al corte. El esfuerzo normal total es

$$\sigma = \bar{\sigma} + u_w \quad (3)$$

La influencia de la presión de poro en la relación esfuerzo-deformación y resistencia al corte en suelos cohesivos se investiga por medio de pruebas de

compresión triaxial en muestras cilíndricas, porque se puede medir simultáneamente el esfuerzo total y el esfuerzo neutro.

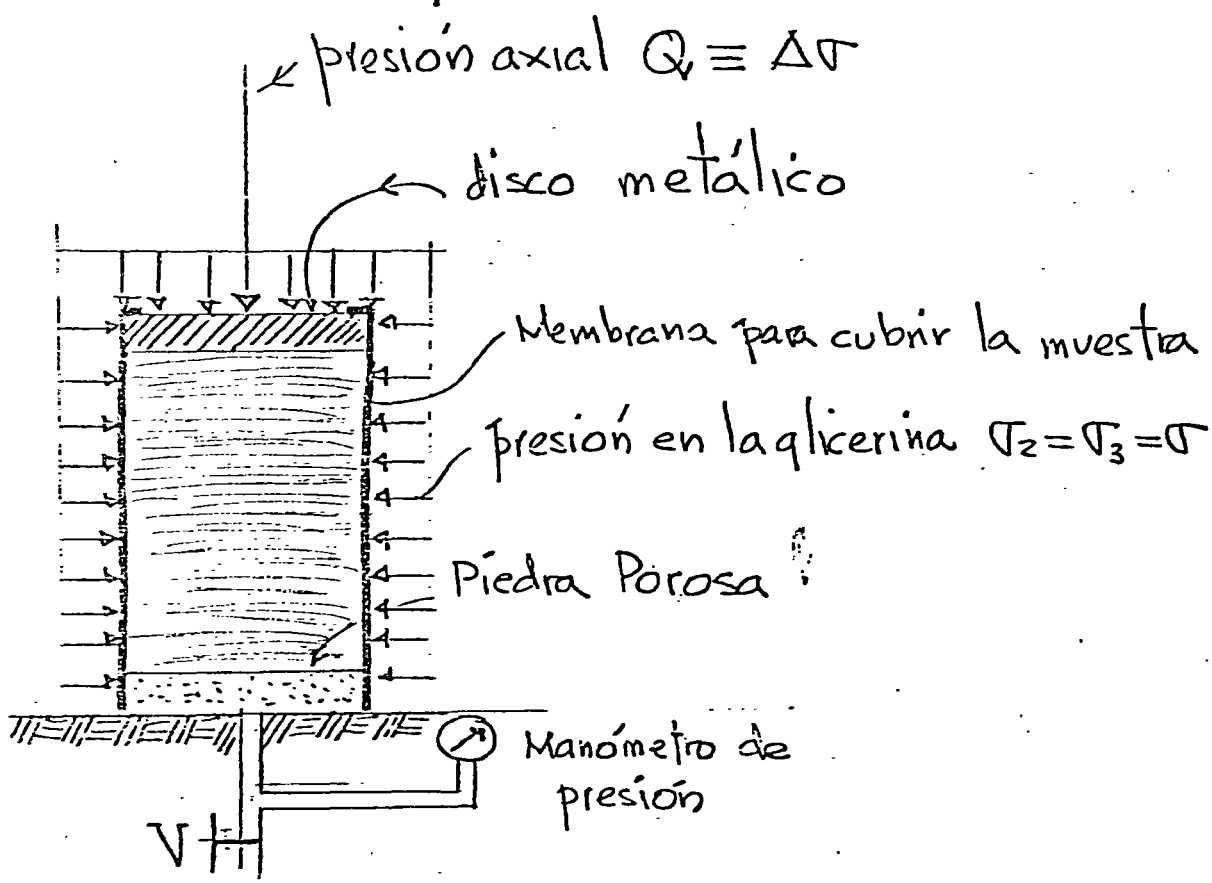


Fig. 3 Aparato de compresión triaxial

El principio se ilustra en la figura 3. Esta figura representa una sección vertical a través de una muestra vertical de una arcilla saturada, la parte superior tiene un disco metálico, y la inferior sobre una piedra porosa cuyos vacíos se comunican a una válvula V, la superficie exterior de la muestra y la piedra

19

porosa están cubiertas con una membrana impermeable como se indica en la figura. La muestra se sumerge en aceite o agua la cual se puede mantener a presión, por medio de una bomba, se le aplica una presión complementaria vertical $\sigma_1 = \sigma + \Delta\sigma$ y cada sección vertical por un esfuerzo horizontal $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma$. La prueba puede hacerse con la válvula V abierta o cerrada. Con la válvula cerrada se conserva w constante y se puede medir la presión de poro durante la prueba, e inmediatamente antes de la falla de corte. Y se obtiene información de relación esfuerzo-deformación, resistencia al corte, y presión neutra.

En una segunda serie de pruebas con la válvula abierta y se efectúan las lecturas cuando el manómetro marca cero presión. Los datos obtenidos nos informan de la relación esfuerzo-deformación, y resistencia al corte bajo una presión neutra cero. Combinando los datos obtenidos en ambas series de pruebas, efectuadas en Arcillas

limosas, Rendulic (1937) llegó a las siguientes conclusiones. El estado de esfuerzos en falla, así como el cambio de volumen, depende solamente de la intensidad del esfuerzo efectivo, diferencia entre el esfuerzo total y la presión neutra. Los mismos resultados son obtenidos si pruebas similares son hechas en arenas o cualquier otro suelo en estado saturado. Por lo tanto podemos suponer que tanto la deformación como sus condiciones de esfuerzos en falla dependen exclusivamente de los esfuerzos efectivos

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_1 &= \sigma_1 - u_w \\ \bar{\sigma}_2 &= \sigma_2 - u_w \\ \bar{\sigma}_3 &= \sigma_3 - u_w\end{aligned}\quad (4)$$

Por lo tanto en arenas se tiene

$$\begin{aligned}s &= \bar{\sigma} \tan \phi \quad \text{o sea} \\ s &= (\sigma - u_w) \tan \phi\end{aligned}\quad (5)$$

De pruebas de corte lentas en materiales cohesivos se obtiene la ecuación de

Coulomb
$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi \quad (6)$$

En arenas cementadas o materiales similares se obtiene

$$s = c + (\sigma - u_w) \tan \phi \quad (7)$$

En el caso de Arcillas se debe de hacer las pruebas de laboratorio bajo condiciones de presión y drenaje similares a los cuales la falla de corte puede ocurrir en el campo e introducimos los valores de c y ϕ obtenidos en nuestras ecuaciones. Es obvio que el éxito depende, en el éxito del experimentador, en imitar las condiciones de campo. Subsecuentemente utilizaremos el símbolo σ para denotar la presión efectiva $\bar{\sigma}$.

Diagrama de Mohr y condiciones de equilibrio plástico en suelos ideales

La prueba de compresión triaxial informa sobre la intensidad de la presión vertical, σ_1 , que se requiere para llevar la muestra a condiciones de falla a una presión horizontal conocida $\sigma_2 = \sigma_3$. (Fig. 4)

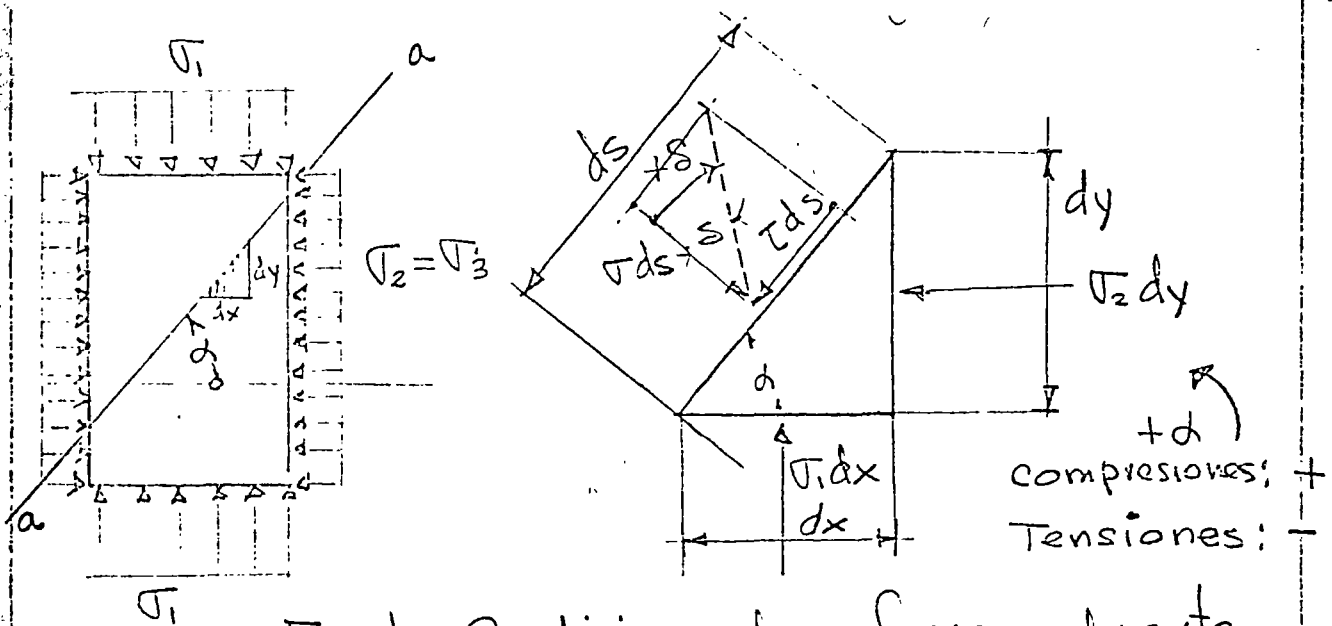


Fig. 4 Condiciones de esfuerzos durante la prueba de compresión triaxial.

De acuerdo con la nomenclatura usada en Mecánica Aplicada, los esfuerzos normales que actúan en una sección donde el esfuerzo cortante es cero, sus direcciones son denominadas direcciones principales. Las secciones en si se denominan secciones principales. En el caso de la compresión triaxial las direcciones 1, 2, y 3 son direcciones principales, las condiciones de equilibrio requieren que se intersecten en ángulos rectos.

En Fig. 4 de $\sum F_x = 0$, $\sum F_z = 0$ se obtiene

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha \quad (1)$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\alpha \quad (2)$$

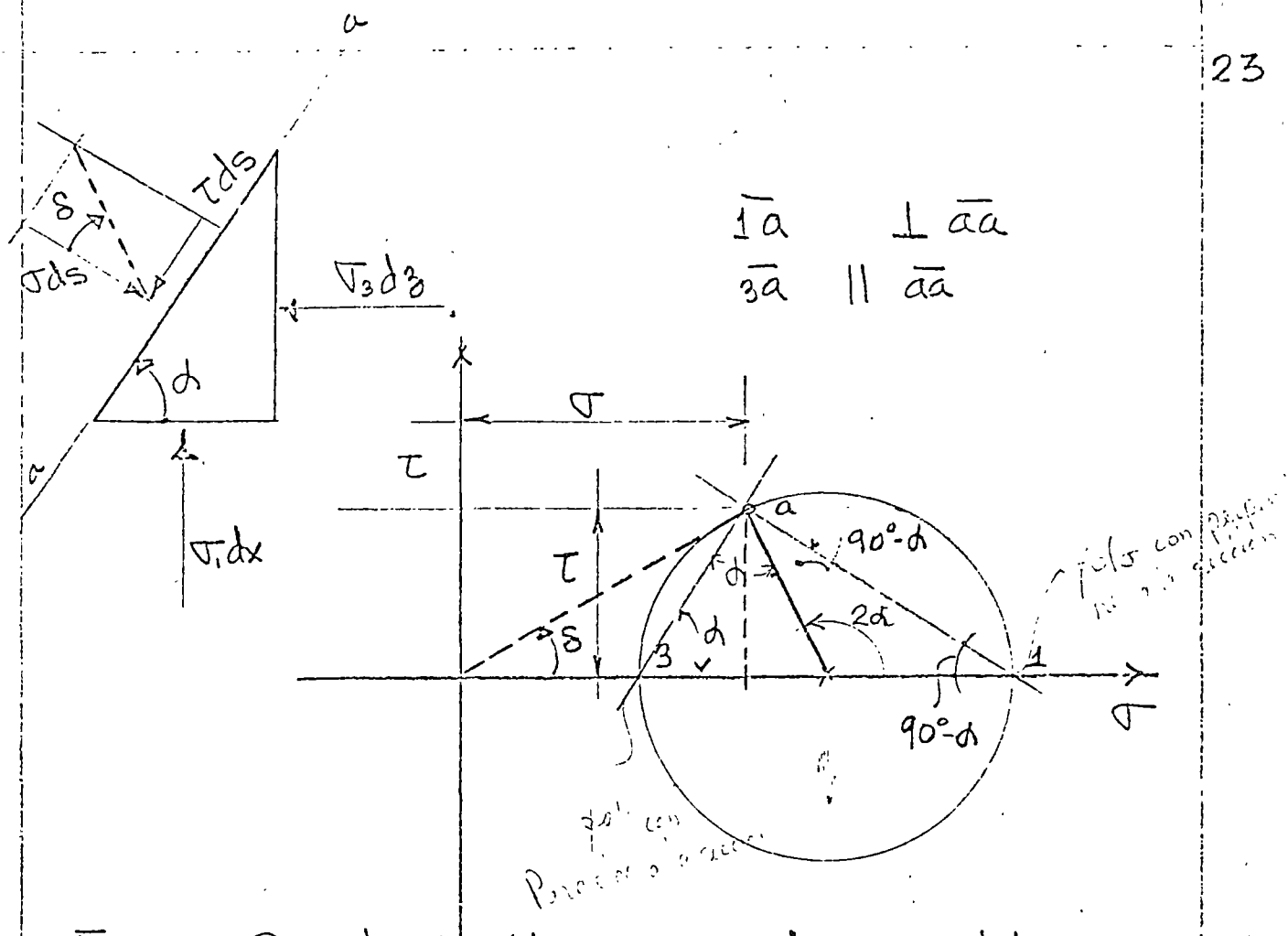
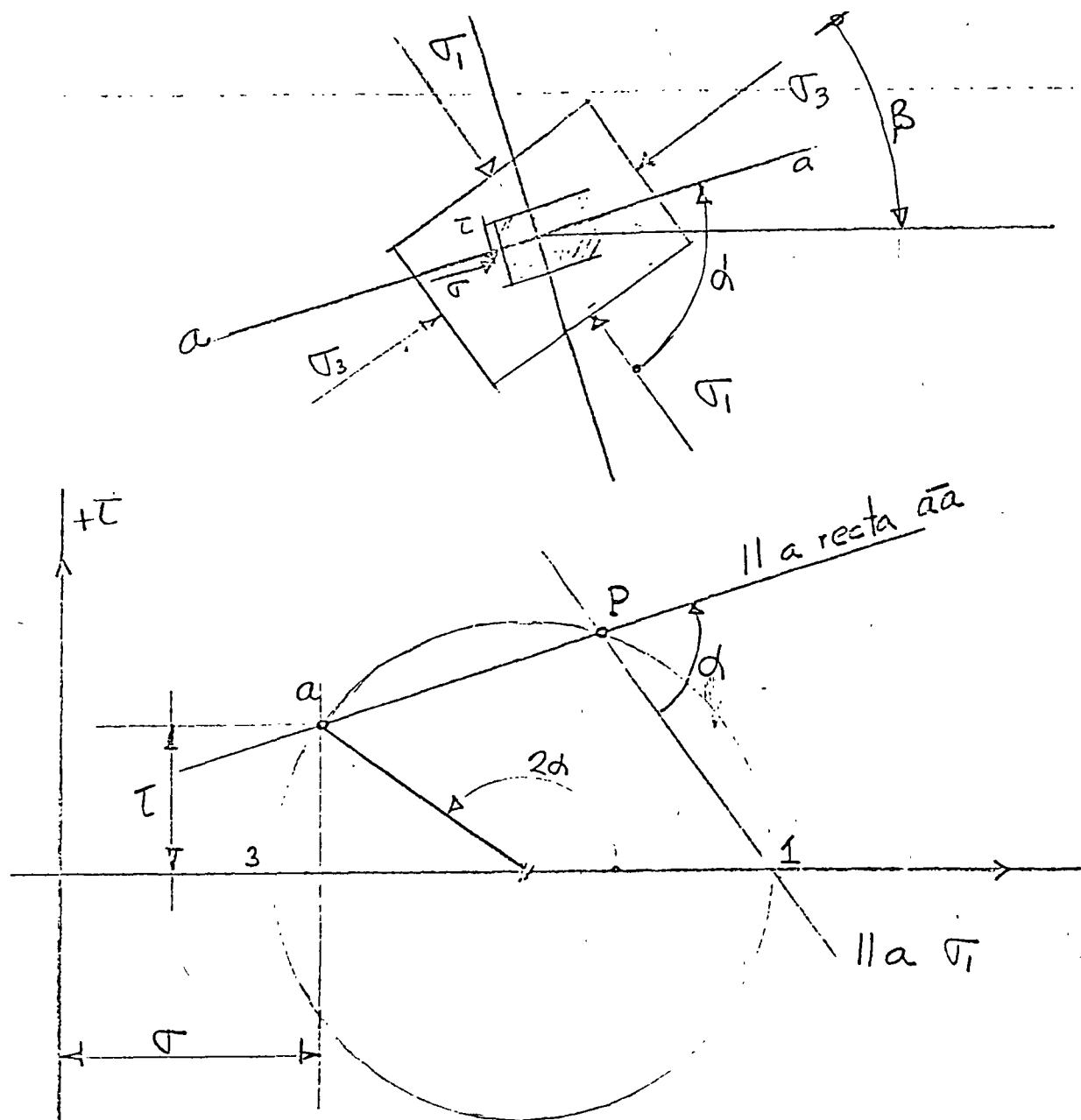


Fig. 5 Circulo de MOHR con ejes paralelos a las direcciones principales de esfuerzos. Circulo cuyo diámetro 3-1 representa el lugar geométrico de todos los puntos definidos por las ecuaciones (1) y (2)

En la figura los puntos 1 y 3 se denominan polos, a travez de 1 llevando perpendiculares a la sección aa se totaliza en la intersección del círculo el estado de esfuerzos σ' a travez de 3 paralelas a la sección.



-T Fig.6 determinación gráfica de esfuerzos por medio del método de los polos

P es un punto en el círculo de MOHR por el cual trazando líneas intersecta al círculo de esfuerzos en puntos que representan el estado de esfuerzos de secciones perpendiculares a la dirección mencionada, al punto P se le denomina polo

El problema consiste en determinar el valor que se le debe asignar a σ_1 en determinado punto B con el objeto de satisfacer condiciones de falla por corte y la orientación de las superficies de falla en dicho punto (Fig 7).

La ecuación (7) es representada por las líneas AB y AB' que son las líneas de ruptura del material.

El único círculo de esfuerzos que satisface la condición de falla en el instante de la ruptura es el círculo que pasa por el punto 3 y es tangente a las líneas de ruptura AB y AB' y es llamado círculo de ruptura y los esfuerzos de falla serán los puntos de tangencia S y S₁.

La cual ocurre simultáneamente en los puntos en los planos SS y paralelo a PS y S₁S₁ paralelo a PS₁ (Fig. 7) intersectan la sección principal a un ángulo de $45^\circ + \phi/2$ y su orientación es independiente de c. El esfuerzo de corte y normal de falla son las coordenadas de los puntos S y S₁.

De las condiciones geométricas mostradas en el diagrama de la figura 7 se obtiene

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= 2c \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + \sigma_3 \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \\ \sigma_1 &= 2c \sqrt{N_\phi} + \sigma_3 N_\phi \end{aligned} \right\} (3)$$

donde el valor

$$N_\phi = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (4)$$

aparecerá en muchas ecuaciones concernientes al equilibrio plástico de suelos, y se denomina valor de flujo.

En el caso de las arenas ($c=0$) se opera solo con el esfuerzo normal efectivo y (3) se transforma a

$$\sqrt{\sigma_1} = \sqrt{\sigma_3} \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \sqrt{\sigma_3} N_\phi \quad (5)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna, En una masa de suelo no-cohesivo, la razón entre σ_1/σ_3 es igual al valor de flujo.

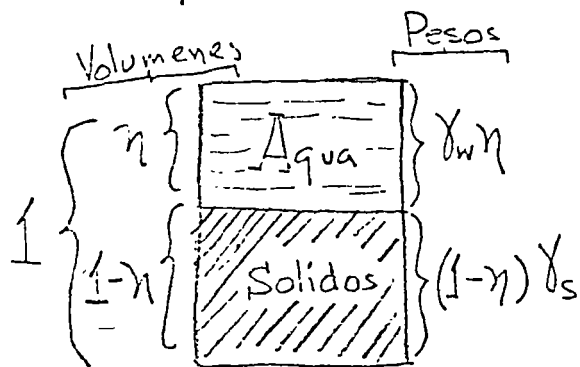
de dicha sección. Sea

$n =$ porosidad del depósito $(\frac{V_v}{V})$.

$\gamma_s =$ peso específico de las partículas sólidas.

$\gamma_w =$ peso específico del agua.

$D =$ profundidad del agua situada arriba de la superficie de depósito.



Muestra Saturada

$$\gamma_m = \gamma_s(1-n) + \gamma_w n$$

El esfuerzo normal total es:

$$\sigma = [\gamma_s(1-n) + n\gamma_w](z-D) + \gamma_w D$$

el esfuerzo neutro a la profundidad z es $u_w = \gamma_w z$ y el esfuerzo efectivo correspondiente es

$$\bar{\sigma} = \sigma - \gamma_w z = (\gamma_s - \gamma_w)(1-n)(z-D) \quad (1)$$

El producto $(\gamma_s - \gamma_w)(1-n)$ representa el peso de las partículas sólidas reducido por el peso de agua desplazada por las partículas sólidas

Este peso se llama peso específico sumergido de la masa de suelo y se designa por el símbolo γ' o sea

$$\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n) \quad (2)$$

De allí que la presión normal efectiva es

$$\bar{\sigma} = \gamma'(z - D) \quad (3)$$

Las ecuaciones (1) (2) y (3) son válidas cuando el agua se encuentra en estado de equilibrio

EQUILIBRIO PLASTICO DE UNA MASA SEMI-INFINITA

Considerando una masa semi-infinita no cohesiva horizontal en condición plana de deformación (Fig. 9) con un peso específico γ los esfuerzos de corte en planos verticales y horizontales valen cero.

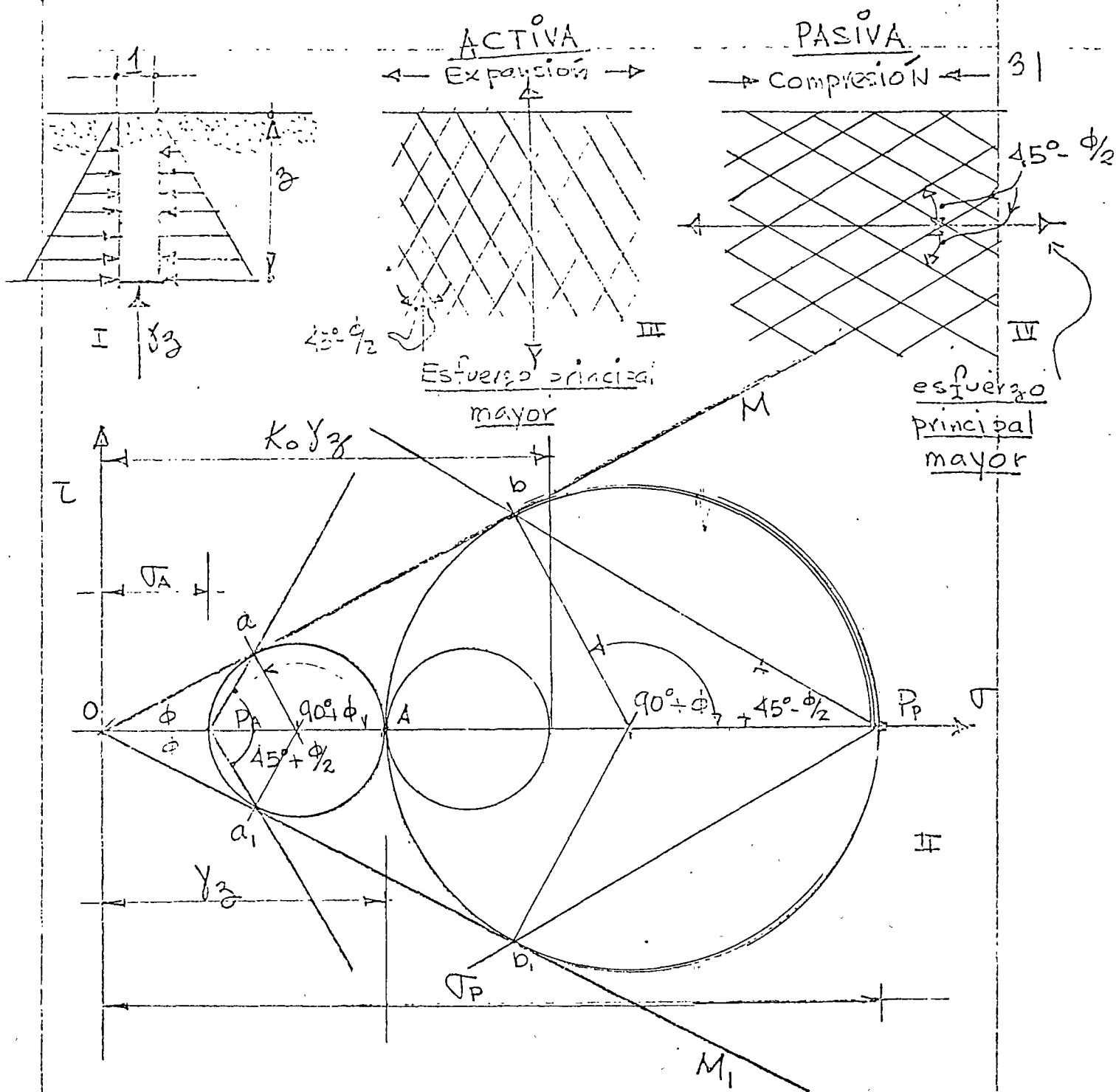


Fig. 9 Masa semi-infinita no cohesiva con superficie horizontal. En condiciones de deformación plana.

I Esfuerzos en los límites de un elemento prismático

II Representación gráfica del estado de esfuerzos en falla

III trayectorias de corte en estado activo.

IV trayectorias de corte en estado pasivo

K_0 coeficiente de empuje de tierras en reposo

La transición del suelo del estado de equilibrio elástico al estado de equilibrio plástico, puede llevarse mediante dos operaciones distintas: una extensión lateral (empuje Activo) o una compresión lateral (empuje Pasivo). En ambos casos la transición implica una rotura incipiente por corte según dos conjuntos de superficies de deslizamiento (Fig. 9), llamadas líneas de corte (pueden en ciertos casos ser líneas curvas).

Nuestro problema consiste en determinar los esfuerzos correspondientes al equilibrio plástico, así como la orientación de las superficies de deslizamiento, problema resuelto por Rankine (1857), motivo por el cual los estados plásticos por extensión o compresión de una masa semi-infinita de suelo, se les llama estados activo y pasivo de Rankine. Para el estado activo las superficies de deslizamiento forman un ángulo de $45^\circ + \frac{\phi}{2}$ con la horizontal, y para el estado pasivo un ángulo de $45^\circ - \frac{\phi}{2}$. No existe ningún problema en la práctica que

pueda tener semejanza con los estados mencionados, sin embargo es posible adaptar los resultados al cálculo de empuje de tierras en muros de sostenimiento y la resistencia de falla de cimientos continuos

ESTADOS ACTIVO Y PASIVO DE RANKINE EN UNA MASA SEMI-INFINITA SIN COHESION

La figura 9 representa un elemento prismático de una masa semiinfinita sin cohesión con superficie horizontal. El peso específico del material es γ y sus condiciones de ruptura están definidas por las rectas OM y OM_1 de ecuación (5).

$$s = \sigma \tan \phi \quad (5)$$

El esfuerzo normal sobre la base del elemento es γz siendo esta una dirección principal, representada en el diagrama de Mohr por la distancia OA .

El estado original de equilibrio, es un estado intermedio entre los estados Pasivo

34
y Activo de Rankine, la relación entre los esfuerzos principales horizontal y vertical es igual al coeficiente de empuje en reposo K_0 , y el esfuerzo principal horizontal es

$$\sigma_0 = K_0 \gamma z \quad (1)$$

La circunferencia de ruptura que representa el estado activo de Rankine a la profundidad z , se halla ubicada a la izquierda del punto A y es tangente a la línea de ruptura OM en el punto a. El polo correspondiente se llama polo activo P_A . El valor de la presión activa es

$$\sigma_A = \gamma z \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \gamma z \frac{1}{N_\phi} \quad (2)$$

Siendo la relación

$$\frac{\sigma_A}{\gamma z} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1}{N_\phi} \quad (3)$$

independiente de la profundidad

Si la ruptura del suelo se halla precedida por una compresión lateral, que implica aumento del esfuerzo horizontal

el estado de esfuerzos en el instante de la ruptura esta representado en la figura 9 por la circunferencia que pasa por A y es tangente a OM en b. De la figura se deduce que

$$\sigma_p = \gamma_z \tau_g^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \gamma_z N_\phi \quad (4)$$

y la relación entre el esfuerzo horizontal y vertical es

$$\frac{\sigma_p}{\gamma_z} = \tau_g^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = N_\phi \quad (5)$$

De (3) y (5) se obtiene

$$\sqrt{\sigma_A \sigma_p} = \gamma_z \quad (6)$$

Masas semi-infinitas inclinadas un ángulo $\beta < \phi$ respecto a la horizontal Fig. 10

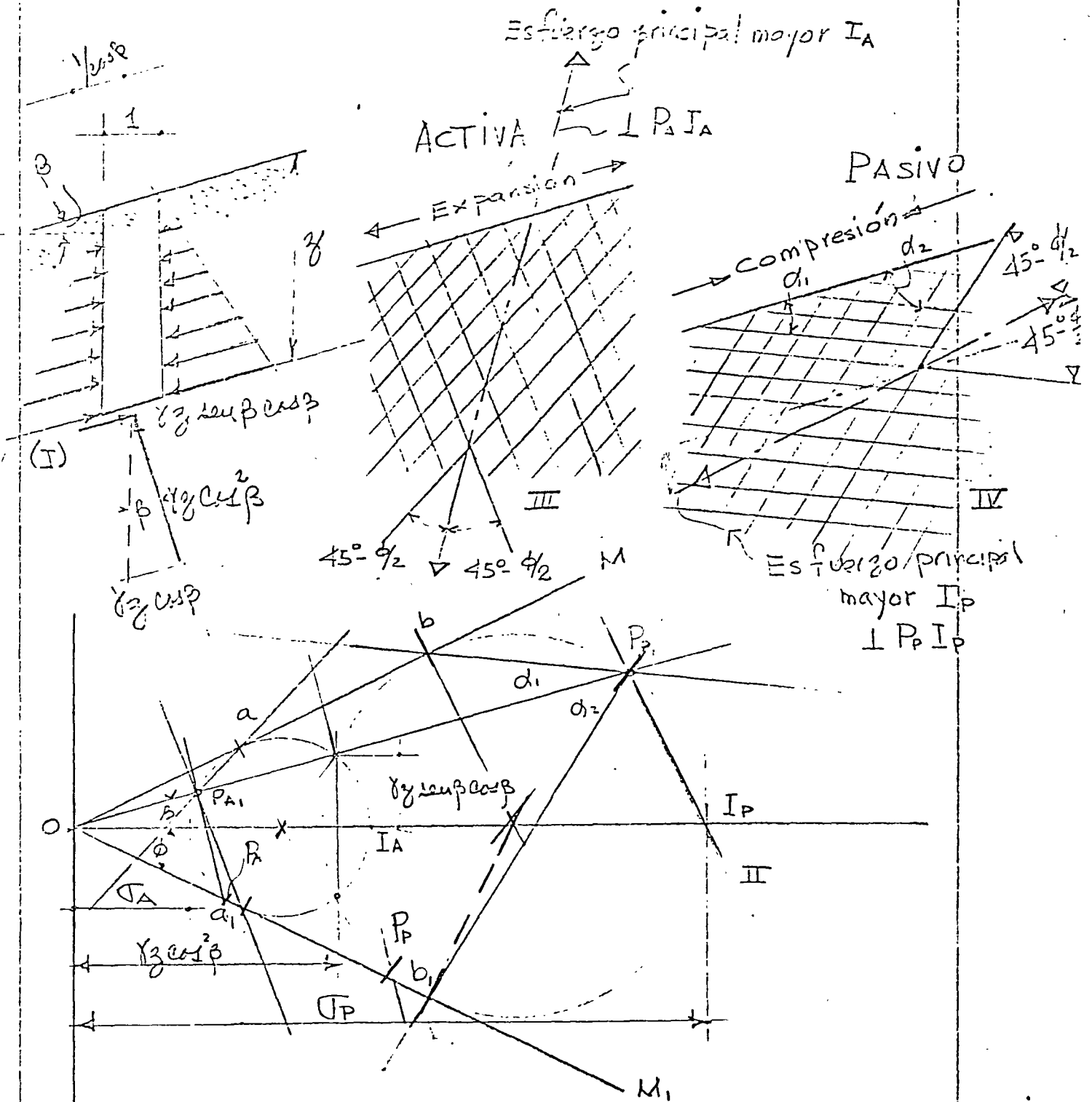


Fig.10 Masa semi-infinita no-cohesiva con superficie inclinada β

- I Esfuerzos en los límites del elemento prismático
- II Representación gráfica de esfuerzos en falla
- III Trayectorias de corte en estado activo
- IV Trayectorias de corte en estado Pasivo

EQUILIBRIO PLÁSTICO EN MASAS SIN COHESION 37 SOBRECARGADAS, ESTRATIFICADAS O PARCIALMENTE SUMERGIDAS Y CON SUPERFICIE HORIZONTAL

Si la superficie de la masa en la figura 9 soporta una sobrecarga q por unidad de área la compresión vertical en la base del prisma es

$$\sigma_v = q + \gamma z = \gamma \left(\frac{q}{\gamma} + z \right) \quad (1)$$

siendo σ_v una dirección principal, el empuje activo es

$$\sigma_A = \gamma \left(\frac{q}{\gamma} + z \right) \frac{1}{N_\phi} \quad (2)$$

y el pasivo

$$\sigma_P = \gamma \left(\frac{q}{\gamma} + z \right) N_\phi \quad (3)$$

en donde

$$N_\phi = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Para secciones inclinadas se usa en forma similar el diagrama de Mohr.

La figura 11 representa una sección en un depósito sin cohesión con superficie horizontal compuesto de una serie de capas horizontales de espesores d_1, d_2, \dots , pesos específicos $\gamma_1, \gamma_2, \dots$, y ángulos de fricción interna ϕ_1, ϕ_2, \dots

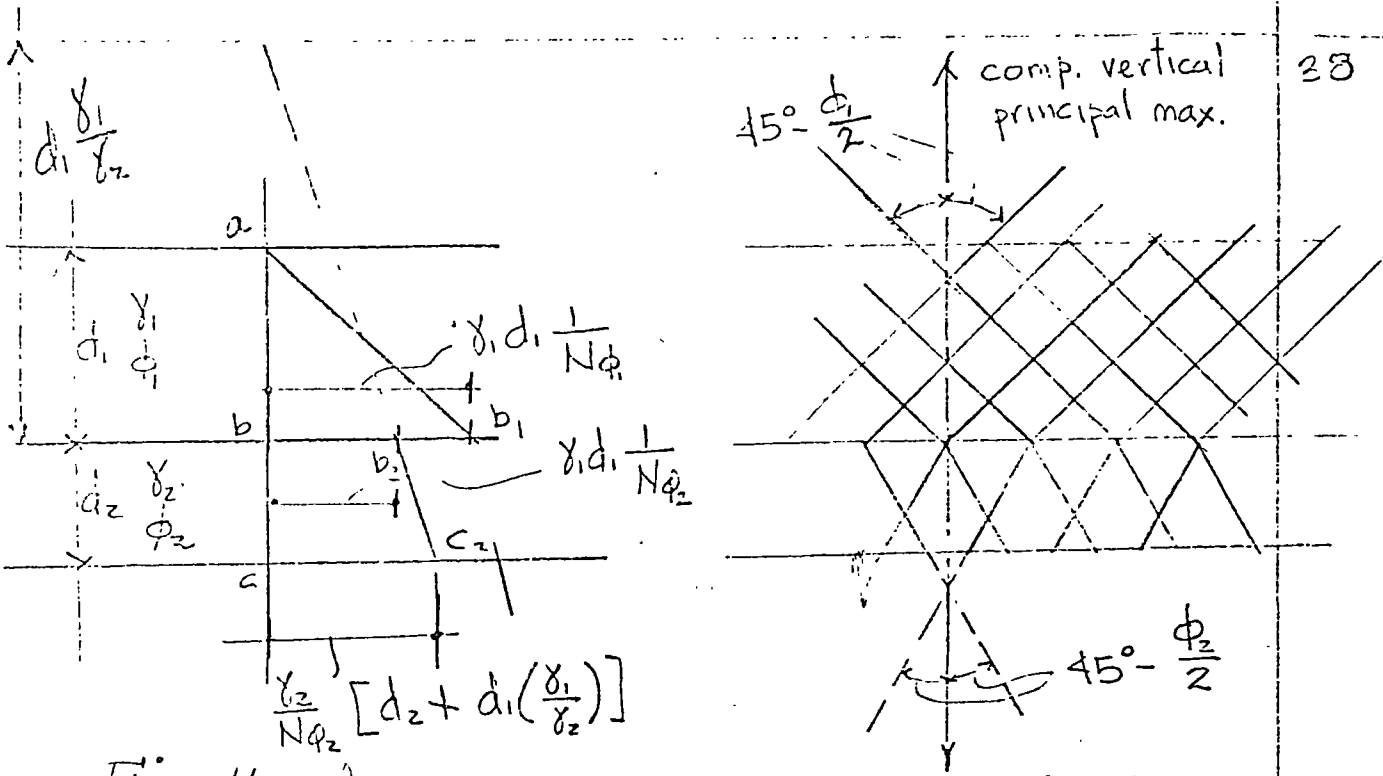


Fig. 11 *Diagrama de tensiones en estratos horizontales*

Si la masa se halla en estado activo, la compresión normal sobre secciones horizontales corresponde a la mayor σ_1 , a una profundidad $z < d_1$ la compresión activa horizontal es

$$\sigma_{A1} = \gamma_1 z \frac{1}{N_{\phi_1}} \quad (4)$$

donde $N_{\phi_1} = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi_1}{2})$ (recta $a b_1$)

La compresión vertical, a una profundidad $z > d_1$, es igual a

$$\sigma_{V2} = \gamma_1 d_1 + \gamma_2 (z - d_1)$$

y la correspondiente compresión activa horizontal

$$\sigma_{A2} = [\gamma_1 d_1 + \gamma_2 (z - d_1)] \frac{1}{N_{\phi_2}} = \frac{\gamma_2}{N_{\phi_2}} [z + d_1 (\frac{\gamma_1}{\gamma_2} - 1)] \quad (5)$$

donde $N_{\phi_2} = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi_2}{2})$

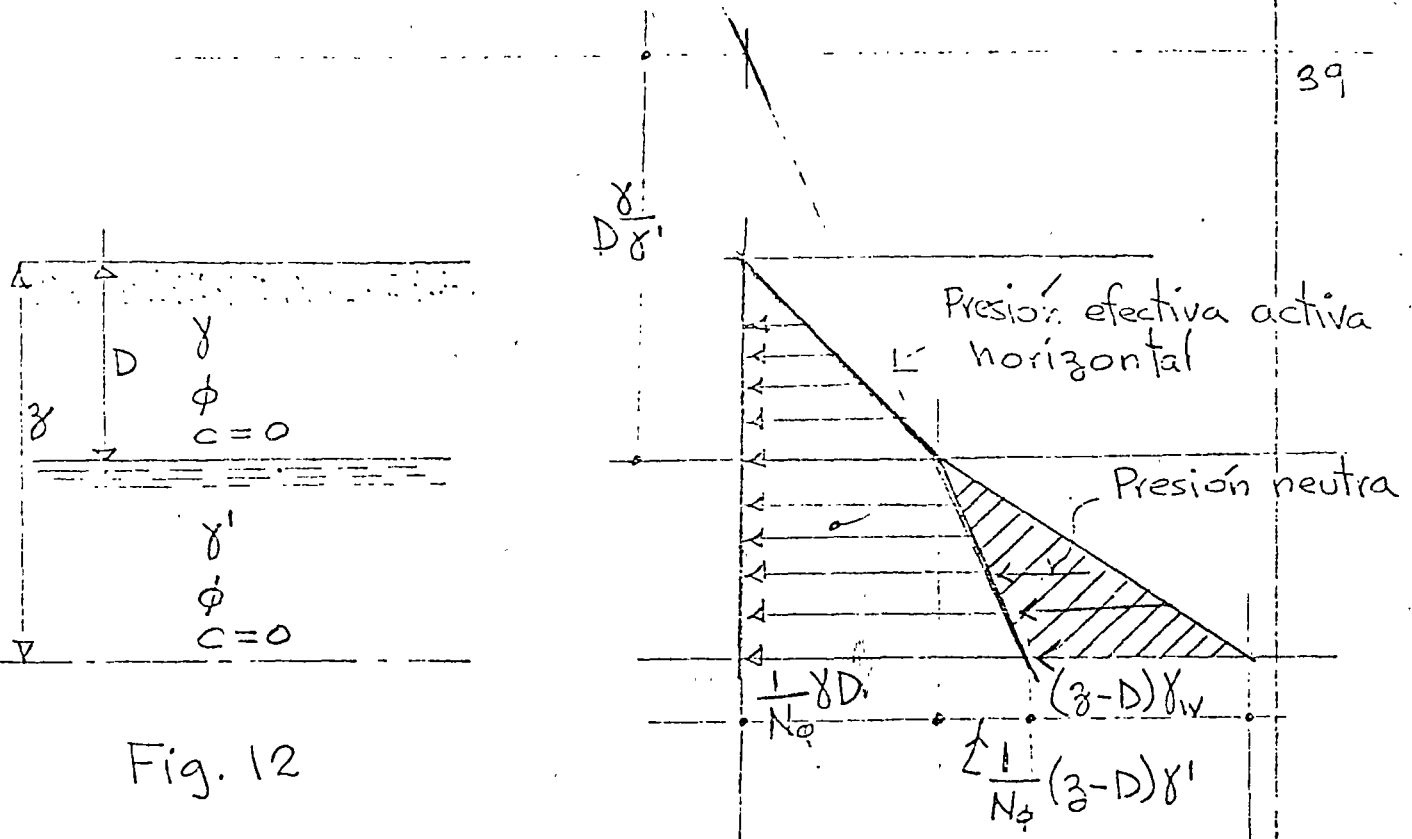


Fig. 12

La figura 12 representa una sección de un depósito sin cohesión, cuya superficie horizontal está ubicada a una altura D arriba del agua subterránea. La resistencia al corte viene dada por $s = \sigma \tan \phi$ donde σ es la compresión normal efectiva y ϕ el ángulo de fricción interna. La presencia del agua en los vacíos de la arena no influye en ϕ . Se considera el peso específico de la arena arriba del nivel del agua γ y su presión neutra cero; y el peso específico de la arena sumergida $\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n)$, y que los esfuerzos calculados con γ' son esfuerzos efectivos. Para $z \leq D$ se tiene

$$\sigma_A = \gamma z \frac{1}{N_\phi} \quad (6)$$

en cambio, bajo el nivel del agua la presión neutra es

$$u_w = (z - D)\gamma_w \quad (7)$$

en la que γ_w es el peso específico del agua; la compresión principal vertical efectiva es

$$\gamma D + \gamma'(z - D)$$

y la compresión activa efectiva horizontal es

$$\sigma_A = [\gamma D + \gamma'(z - D)] \frac{1}{N_\phi} = \frac{\gamma'}{N_\phi} \left[z + \left(\frac{\gamma}{\gamma'} - 1 \right) D \right] \quad (8)$$

ESTADOS ACTIVOS Y PASIVOS DE RANKINE EN MASAS COHESIVAS SEMI-INFINITAS

La figura 13 representa la sección vertical de un elemento prismático de una masa semi-infinita de terreno cohesivo con superficie horizontal. El peso específico del terreno es γ y las condiciones de ruptura están determinadas por las rectas AB y AB, cuya ecuación es

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

La compresión normal vertical sobre la base del elemento es $\sigma_v = \gamma z$

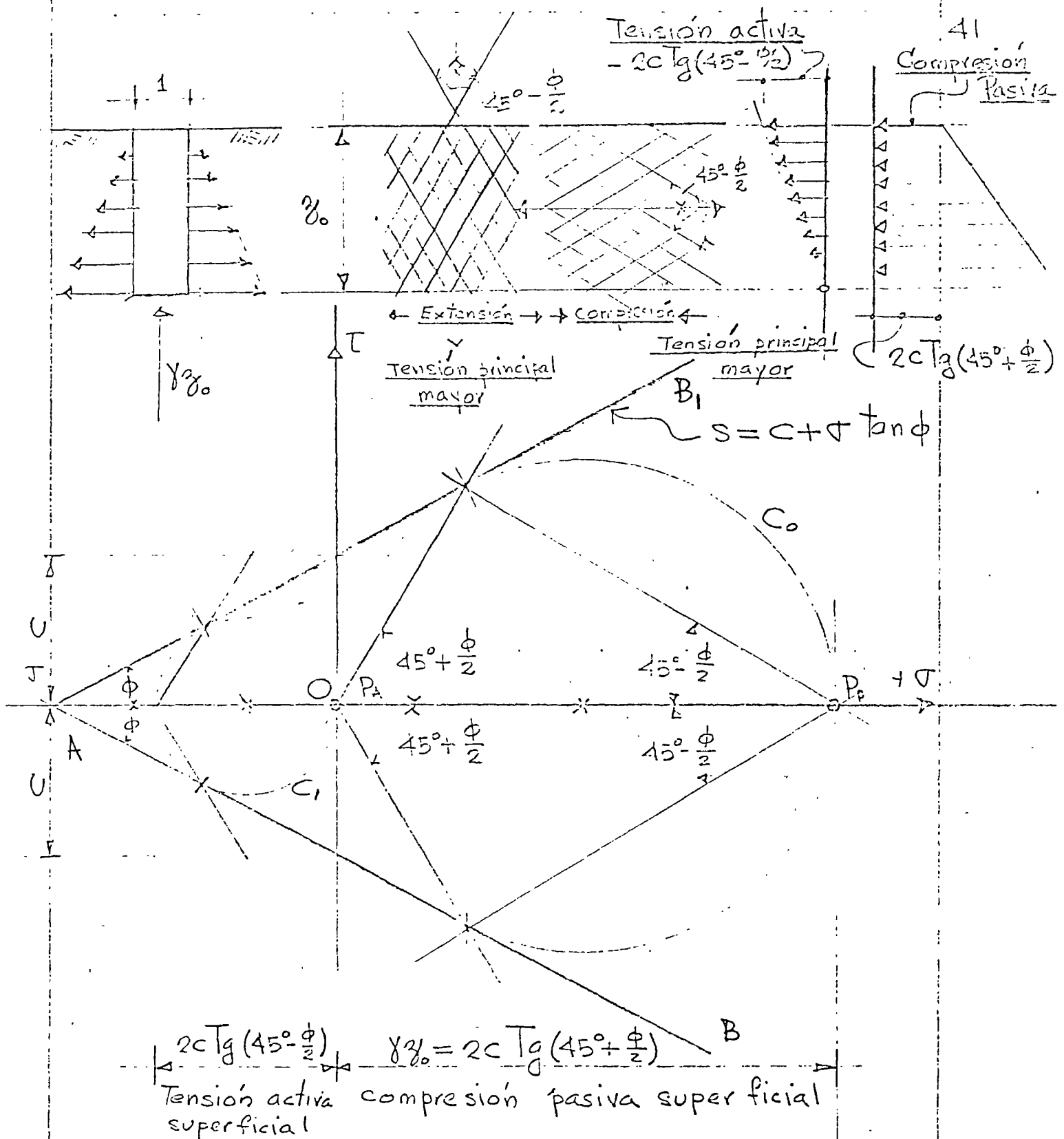


Fig. 13 Zona de Tensiones en un suelo cohesivo. γ_0 distancia a la cual la presión activa vale cero.

Para $\sigma_f = 0$ se obtienen las circunferencias mostradas; C_1 cuyo diámetro representa la resistencia a la tensión del suelo. Al aumentar z la tensión disminuye y se hace cero a cierta profundidad z_0 , y su estado activo está representado por la circunferencia C_0 , de las condiciones geométricas de la Fig. 13 se obtiene

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{Tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N_\phi} \quad (1)$$

Entre la superficie y la profundidad z_0 , el estado activo de Rankine implica una zona de tensiones

Si $z > z_0$, la circunferencia de rotura está a la derecha del origen y si $z < z_0$ σ_A es negativo con un valor Fig. 14

$$-2c \frac{1}{\sqrt{N_\phi}} \leq \sigma_p \leq 0$$

En suelos ideales se supone que pueden tomar permanentemente tensiones en $z \leq z_0$, sin embargo en un suelo real las tensiones originan la formación de hendiduras, la investigación de su influencia está fuera del alcance de la teoría; sus consecuencias prácticas se discutirán posteriormente.

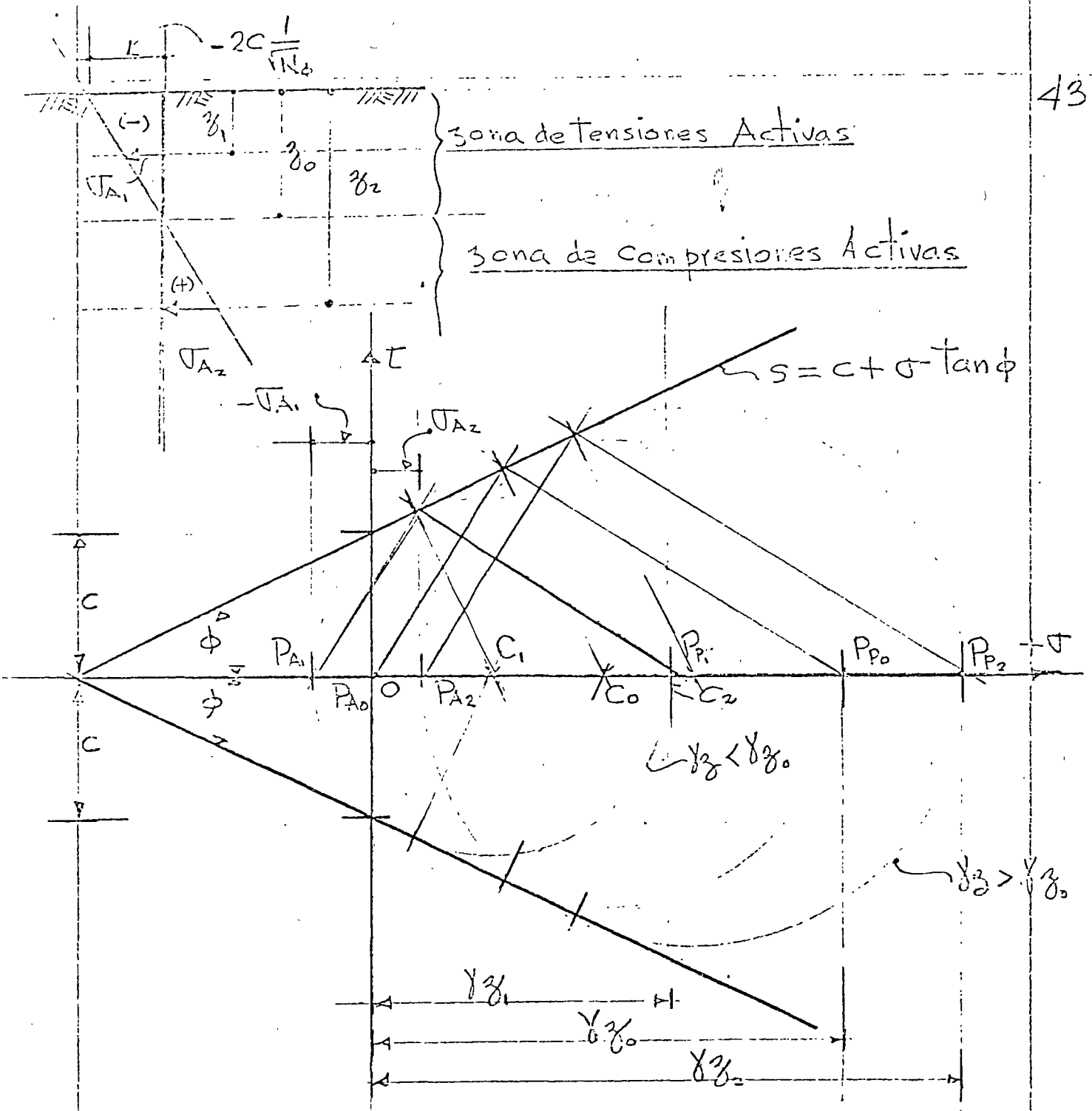


Fig. 14. - Tensión y compresión activa en Terrenos cohesivos

El empuje activo a una profundidad "z" tiene la expresión

$$\sigma_A = -2c \frac{1}{\sqrt{N_\phi}} + \gamma z \frac{1}{N_\phi} \tag{2}$$

Y el Pasivo

$$\sigma_P = 2c \sqrt{N_\phi} + \gamma z N_\phi \tag{3}$$

La primera parte es el efecto de la cohesión que no depende de la profundidad, y la segunda parte es el efecto friccionante que es función de la profundidad z .

Si la superficie del depósito soporta una sobre carga uniforme q por unidad de superficie, se obtiene para secciones verticales a travez del mismo

$$\sigma_A = -2c \frac{1}{\sqrt{N\phi}} + \gamma \left(z + \frac{q}{\gamma} \right) \frac{1}{N\phi} \quad (4)$$

$$\sigma_P = 2c \sqrt{N\phi} + \gamma \left(z + \frac{q}{\gamma} \right) N\phi \quad (5)$$

MASA COHESIVA SEMI-INFINITA CUYA SUPERFICIE FORMA UN ANGULO $\beta < \phi$

Si la superficie del depósito soporta una sobrecarga uniforme por unidad de superficie las ecuaciones (2) y (3) serán

$$\sigma_A = -2c \frac{1}{\sqrt{N_\phi}} + \gamma \left(z + \frac{q}{\gamma} \right) \frac{1}{N_\phi} \quad (4)$$

$$\sigma_P = 2c \sqrt{N_\phi} + \gamma \left(z + \frac{q}{\gamma} \right) N_\phi \quad (5)$$

La figura 15 ilustra un método gráfico para determinar el estado de esfuerzos en un depósito cohesivo, cuya superficie forma un ángulo con la horizontal β menor que el ángulo de fricción interna ϕ . Todos los puntos que representan las presiones sobre secciones paralelas a la superficie están ubicados en una recta que pasando por O forma un ángulo β con la horizontal. La circunferencia C_0 tangente al eje vertical y a las líneas de ruptura representa el estado de esfuerzos a la profundidad z_0 de la superficie, el polo activo P_A ($z = z_0$) coincide con el origen O . Consecuentemente a la profundidad z_0 la compresión principal mayor es vertical y la horizontal es nula. De las relaciones geométricas indicadas en la figura 15 se obtiene

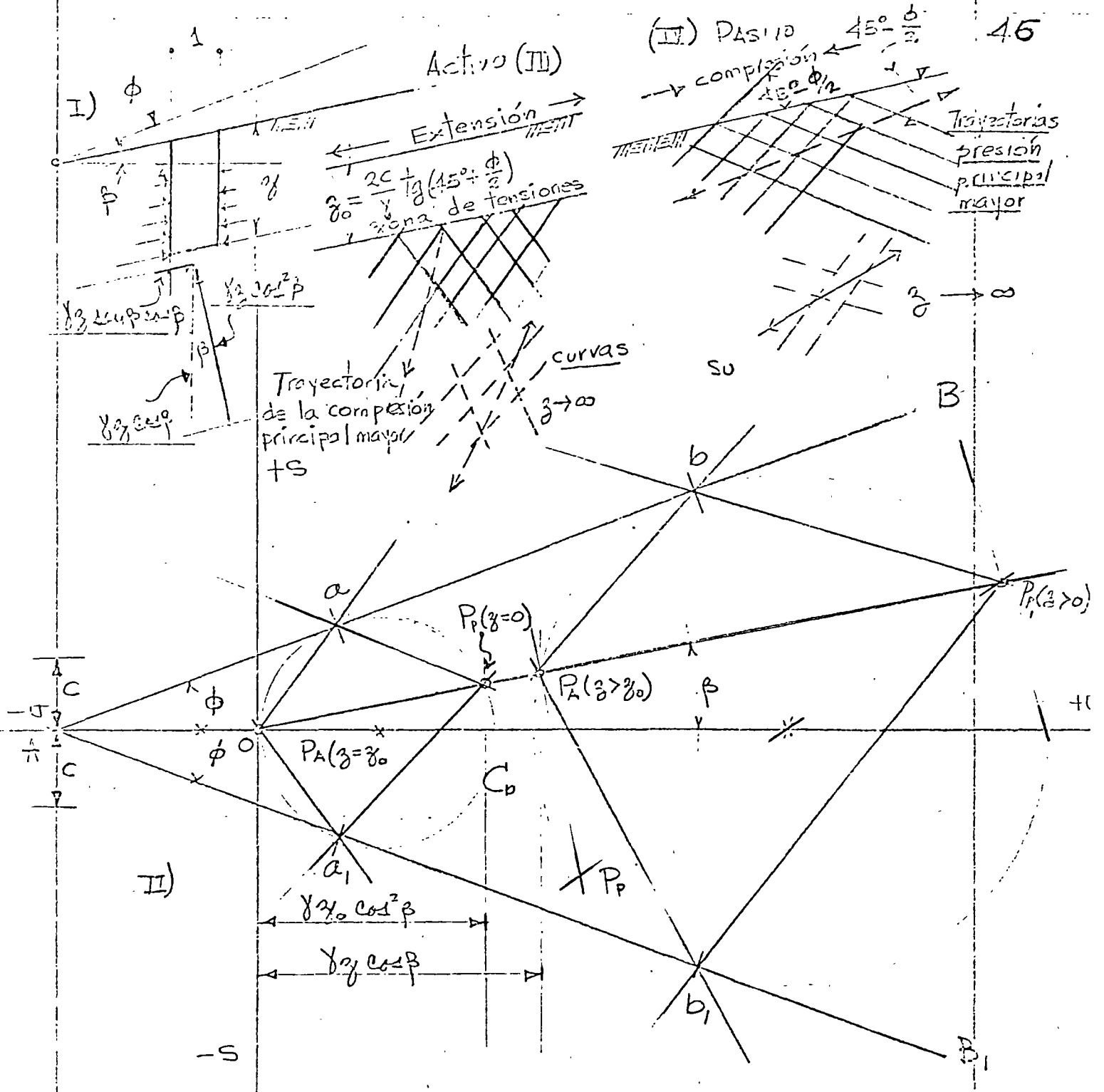


Fig. 15.- Masa cohesiva semi-infinita cuya superficie forma un ángulo $\beta < \phi$.

- I) Presiones y contorno de un elemento prismático.
- II) Representación gráfica del estado de esfuerzos a la ruptura.
- III) Esquema de corte para estado activo.
- IV) Esquema de corte para estado pasivo.

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N\phi}$$

47

ecuación idéntica a la ecuación (1). Para $z < z_0$ el estado activo de Rankine origina tensiones y para $z > z_0$ origina compresiones.

Con valores crecientes de z el polo activo P_a se mueve a lo largo de la línea que pasando por O forma un ángulo β con la horizontal, cambiando por lo tanto la orientación de las superficies de deslizamiento con respecto a la vertical al aumentar la profundidad z . Para cuando $z \rightarrow \infty$ dicha orientación coincide con la de las superficies de deslizamiento en una masa sin cohesión, con ángulo de fricción interna ϕ y cuya superficie forma un ángulo β con la horizontal, ya que a una profundidad ∞ , la cohesión es despreciable comparada con la resistencia al corte debida a la fricción interna. Como consecuencia las superficies de deslizamiento son ligeramente curvas.

En el estado Pasivo de Rankine las superficies de deslizamiento también son curvas cortando la superficie a un ángulo $45^\circ - \frac{\phi}{2}$

aproximándose a la que ocuparían en un depósito equivalente sin cohesión, al aumentar la profundidad.

Si la superficie de la masa cohesiva forma un ángulo $\beta > \phi$ (Fig. 16). Todos los puntos que representan el estado de esfuerzos sobre una sección paralela a la superficie del suelo están ubicados sobre la recta ON que pasa por O y forma un ángulo β con el eje horizontal cortando la línea de ruptura en el punto b. De las condiciones geométricas de la figura 16 el esfuerzo normal correspondiente al punto b es

$$\sigma = \frac{c}{\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \phi} \quad (6)$$

y su profundidad correspondiente es igual a

$$z_1 = \frac{c}{\gamma} \frac{1}{(\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \phi) \cos^2 \beta} \quad (7)$$

La circunferencia C, tangente en el punto b a la línea de ruptura MoM corta la línea ON en el punto P de acuerdo con la teoría ilustrada en la figura 6 este punto

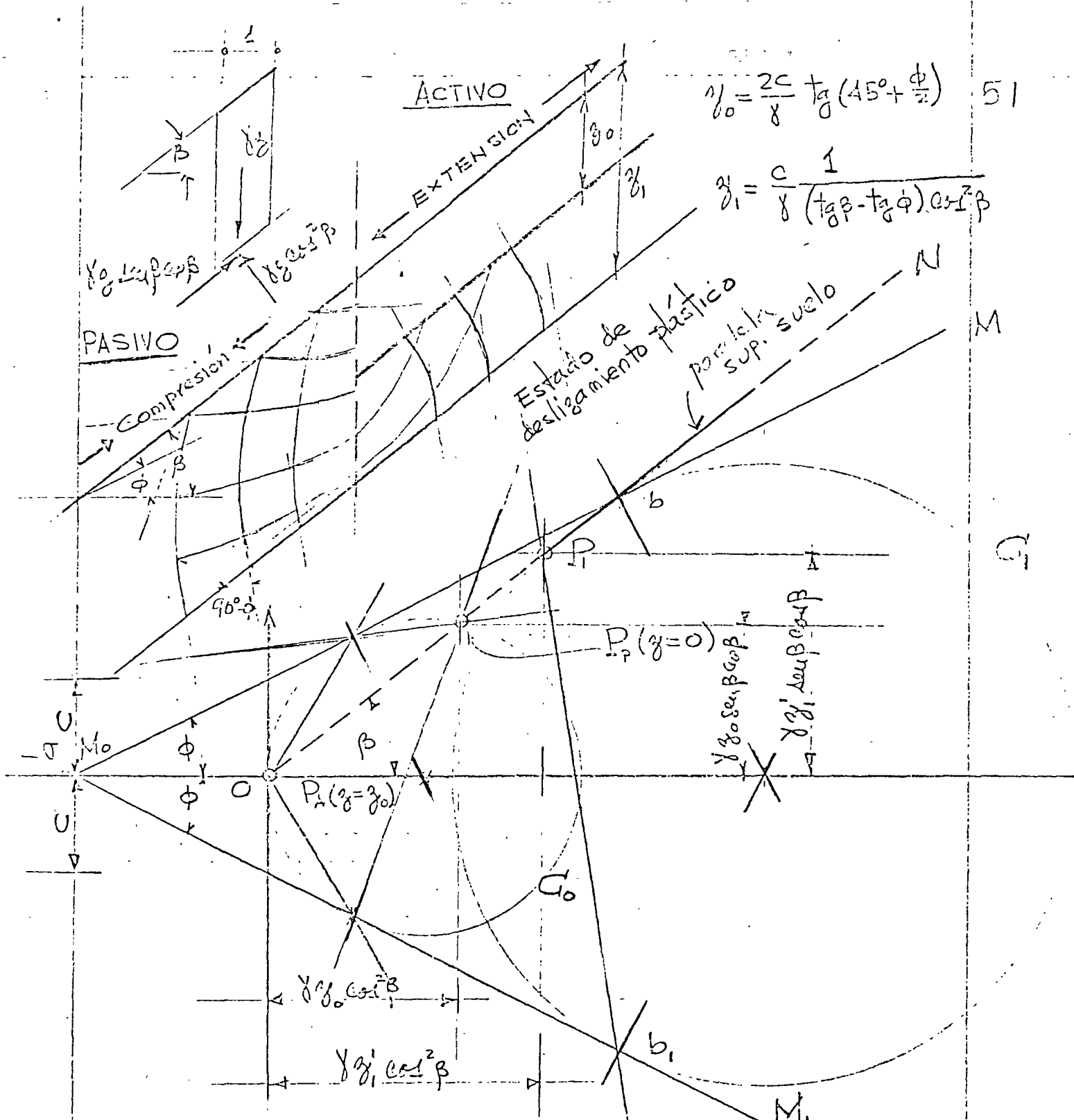
representa el polo de la circunferencia C_1 que unido con los puntos de contacto b y b_1 nos permite obtener la dirección de las superficies de deslizamiento correspondientes. Una se acerca a la vertical y la otra es paralela a la superficie del suelo. A la derecha del punto b la línea ON está ubicada arriba de la línea de ruptura M_0M_1 , consecuentemente a una profundidad superior a z_0 , el suelo debe estar en estado de deslizamiento plástico, porque a la derecha de b el estado de esfuerzos representado por ON no es compatible con las condiciones de equilibrio.

En estado activo de Rankine, el suelo ubicado arriba de z_0 falla por tensión, de las relaciones geométricas indicadas en la figura 16 se obtiene

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N\phi}$$

esta ecuación es idéntica a ecuación (1). Por debajo de la profundidad z_0 no existen tensiones y el suelo falla por corte. El estado de esfuerzos a la profundidad z_0 está representado por la circunferencia C_0

50
y en la parte derecha de la figura 16 figuran las superficies de deslizamiento correspondiente. En el estado Pasivo de Rankine el total de la masa está bajo compresión. Las correspondientes superficies de deslizamiento se hallan indicadas en la parte izquierda, siendo idénticas a la profundidad y las superficies de deslizamiento en ruptura pasiva y activa. Puesto que solamente hay una circunferencia de ruptura tangente al punto b, y los estados de esfuerzo en ambos casos son idénticos.



$$\gamma_0 = \frac{2c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad 51$$

$$\gamma_1 = \frac{c}{\gamma (\tan\beta - \tan\phi) \cos^2\beta}$$

Fig. 16.- Masa cohesiva semi-infinita cuya superficie forma un ángulo $\beta > \phi$; debajo de la profundidad γ_1 la masa no se encuentra en estado de equilibrio.

IV CAPACIDAD DE CARGA

Cuando se aplica una carga sobre una area limitada ubicada en la superficie del suelo o debajo de ella, el area cargada cede y si el aumento de carga es continuo, los asentamientos llevados como ordenadas en un sistema de ejes cuyas abscisas sean las cargas por unidad de area, dan lugar a una curva que se llama curva de asentamientos (Fig. 17),

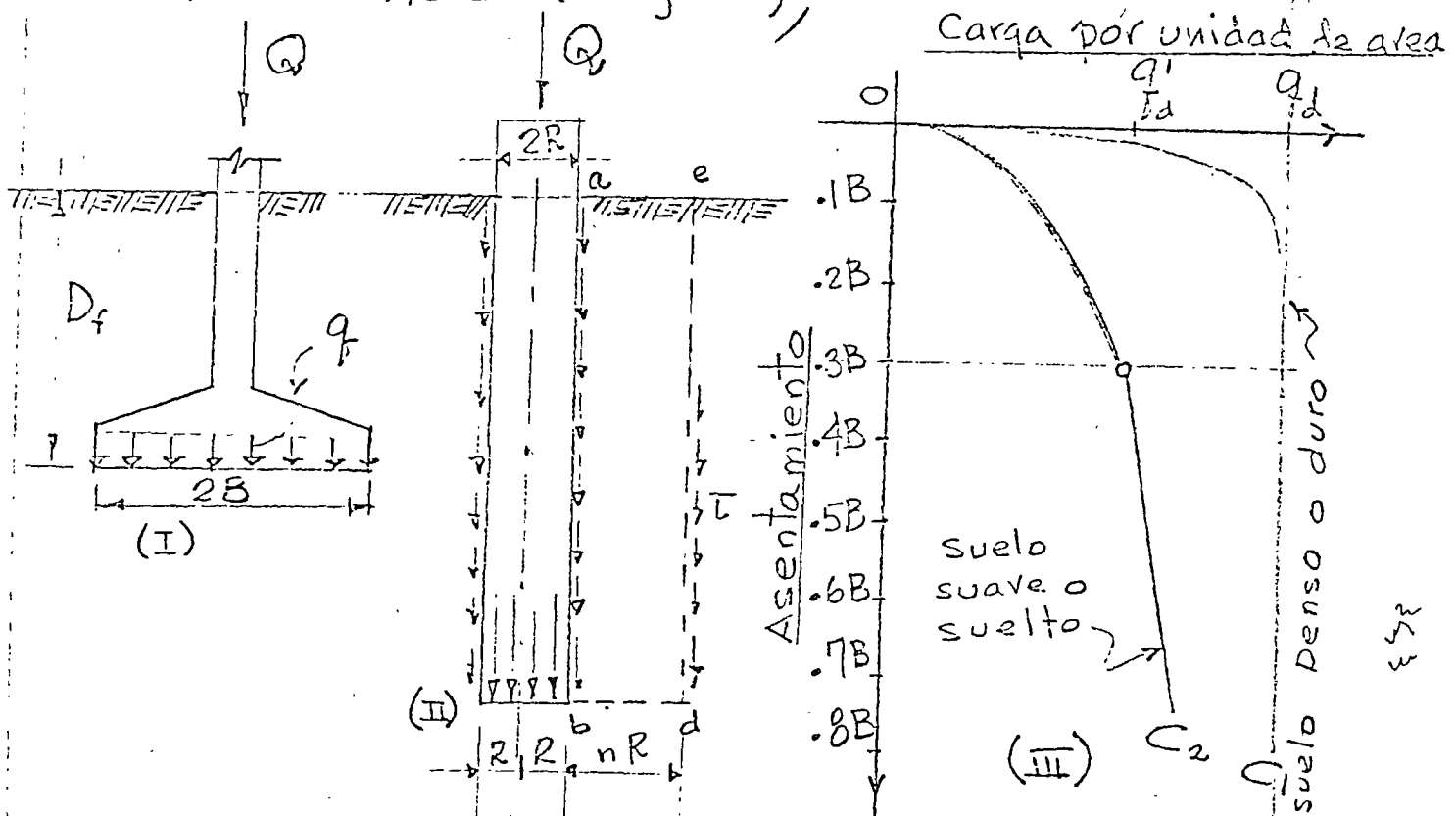


Fig. 17 - (I) Cimiento continuo; (II) Pilar cilíndrico; (III) Relación entre carga unitaria y el asentamiento, en un suelo suave o suelto y un suelo denso o duro.

452

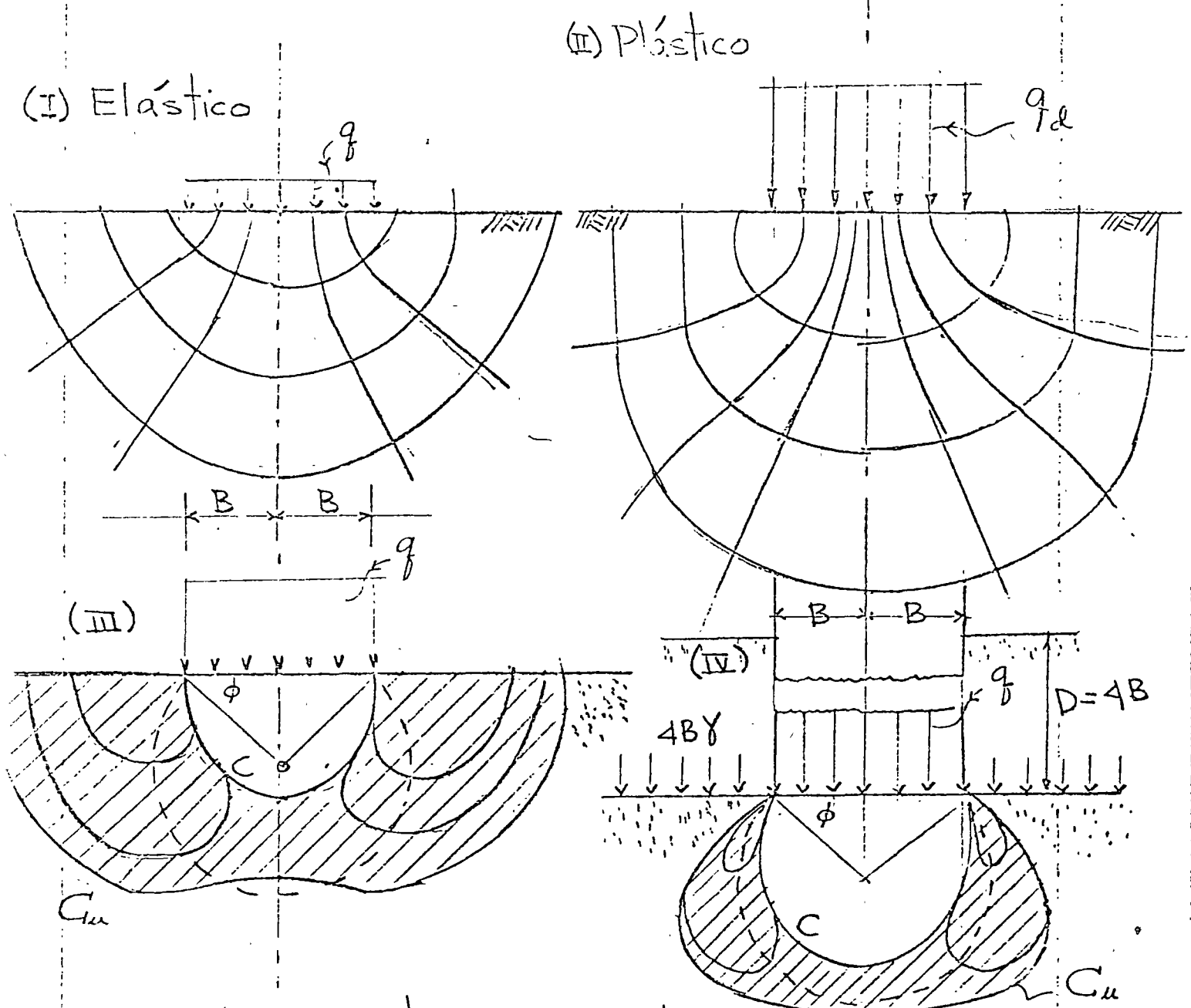


Fig. 18.- (I) Trayectorias principales de esfuerzos en un sólido semi-infinito con carga flexible en estado elástico.
 (II) Trayectorias en el instante de falla por carga general.
 (III) Propagación del estado plástico en la arena debido a un aumento de la intensidad de carga superficial.
 (IV) Igual si la faja se halla debajo de la superficie
 (Según O.K. Fröhlich)

y que puede ocupar una posición cualquiera ⁶⁷ intermedia entre las posiciones límites C_1 y C_2 .

q'_d y q_d se llaman capacidad de carga del suelo puntos que a partir de cierta carga la curva experimenta un cambio brusco, en C_1 se prolonga según una tangente vertical y en C_2 según una tangente ligeramente inclinada.

llamaremos, carga crítica o capacidad de carga total a la carga requerida para producir la falla del suelo, cuyos valores por unidad de área son q'_d y q_d , no solo depende de las propiedades mecánicas del suelo, sino también de las dimensiones del área cargada, de su forma y de su ubicación con respecto a la superficie.

En la práctica de la Ingeniería las cargas se transmiten al área de carga por medio de zapatas o pilares (Fig. 57 I, II)

FALLA POR CORTE LOCAL Y POR CORTE

GENERAL

Antes de que se aplique la carga sobre una cimentación, el suelo bajo el nivel

de su base se halla en equilibrio elástico. Cuando la carga sobrepasa un valor crítico, el suelo cambia de estado pasando gradualmente a un estado de equilibrio plástico, proceso que durante su transición implica una modificación de la distribución de esfuerzos en la superficie de contacto cimentación-suelo, así como en la orientación de las direcciones principales. La transición comienza en los bordes exteriores de la base y se extiende en el suelo circundante.

Las ecuaciones que determinan el equilibrio plástico de masas semi-infinitas debido a sobrecargas locales son difíciles de resolver, habiéndose obtenido una solución solo para la hipótesis de que el suelo tiene un peso específico igual a cero (Prandtl 1920).

Los estudios que se han realizado para determinar la influencia que tiene el peso de la masa sobre las características propias del estado de equilibrio plástico producidas por una sobrecarga, sólo han permitido

plantear las ecuaciones diferenciales correspondientes (Reissner 1924), Sin embargo los resultados obtenidos suministran una información valiosa de carácter general

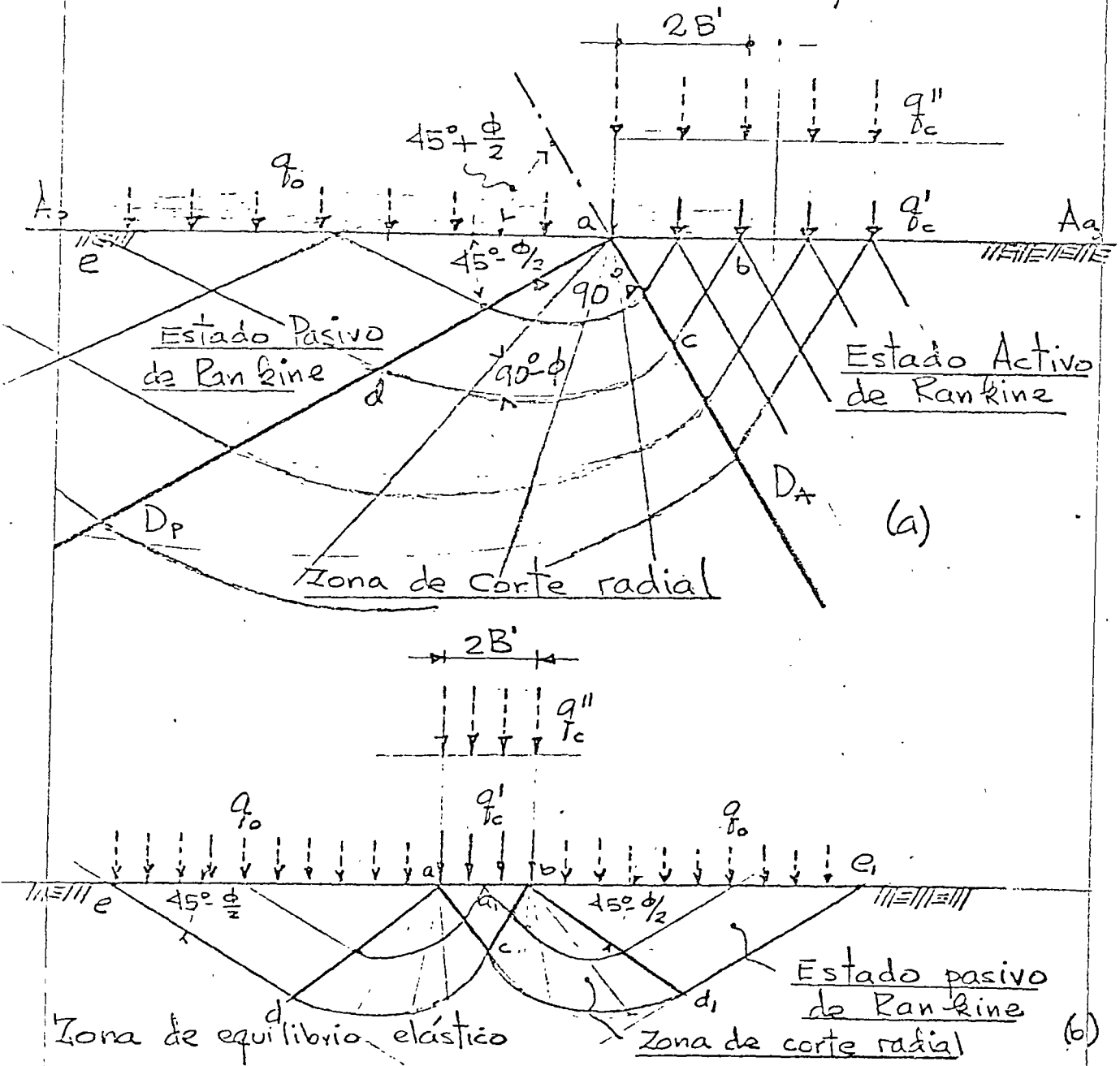


Fig. 19 Deslizamiento plástico en un sólido semiinfinito sin peso, debido a una sobrecarga uniformemente distribuida que cubre a) la mitad de la superficie b) Una faja de longitud infinita. (Según Prandtl 1920)

La sobrecarga q_c' por unidad de superficie, to
requerida para establecer un estado de
equilibrio plástico en cada punto de una
masa semi-infinita de material cohesivo
sin peso, con un ángulo de fricción interna
 ϕ , esta uniformemente distribuida (Fig. 19).
La masa puede estar dividida por dos planos
que pasan por a , en tres secciones con
distintos esquemas de corte, el plano $a d D_p$
forma un ángulo de $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ con la horizontal,
y el $a c D_A$, su ángulo con la horizontal es
 $45^\circ + \frac{\phi}{2}$. Arriba del plano $a c D_A$ el
esquema de corte es idéntico al estado
activo de Rankine (Figuras 13 y 14) y arriba
del plano $a d D_p$ al correspondiente estado
pasivo de Rankine. Consecuentemente, en
todo punto situado arriba de $a d D_p$ la
compresión principal mayor es horizontal, y
arriba de $a c D_A$ es vertical. Estas dos
zonas de Rankine se hallan separadas por
una zona de corte radial, $D_A a D_p$, en la
que el conjunto de las líneas de falla
coinciden con a , y se cortan bajo un
ángulo igual a $90^\circ - \phi$ con otro conjunto de

espirales logarítmicas (Prándtl 1920). Si γ la superficie de la masa semiinfinita situada a la izquierda de a , se halla cargada con q_0 , la carga requerida para establecer un estado de equilibrio plástico aumenta de q'_c a $q'_c + q''_c$, en la que q''_c es función de ϕ y q_0 . El esquema de corte permanece inalterable. Si $c=0$ y $q_0=0$, la masa sin peso no puede soportar una sobre carga unilateral, porque a la izquierda del área cargada no hay resistencia que se oponga al deslizamiento lateral. En consecuencia la carga crítica q'_c es cero.

Para poder penetrar en el terreno, una sobre carga ubicada en un ancho $2B'$, debe desplazar el suelo ubicado arriba de la superficie de deslizamiento bcd ; como este peso aumenta con el cuadrado de $2B'$, la mayor sobre carga Q que puede soportar la faja por unidad de longitud está determinada por la ecuación

$$Q = N B'^2$$

en la que N es un factor independiente de B' . La máxima sobrecarga por unidad de superficie que la faja puede soportar es

$$q = \frac{dQ}{dB'} = 2N B'$$

Si se suprime la carga a la derecha de b la sección $c d e a$ pasa a equilibrio elástico y la $b c d, e$ permanece en equilibrio plástico. Un ligero exceso en la sobrecarga con respecto a $q'_c + q''_c$ origina el deslizamiento del material ubicado arriba de la superficie representada por la línea $b c d e$ y $a c d, e$. La falla en la práctica no es simétrica y siempre se inclina la sobre cualquiera de los lados. Como se mencionó, el estudio precedente se basa en la hipótesis de que el peso específico $\gamma = 0$, aunque dicho material no existe, se recurre a ello por qué el incluir γ complica considerablemente el problema. Para valores conocidos de c y ϕ , el peso del material aumenta la

carga crítica y cambia la forma de las superficies de deslizamiento dentro de la zona activa de Rankine y de la zona de corte radial. Por ejemplo en la zona de corte radial las líneas no son rectas sino curvas (Reissner 1924)

El problema del cálculo de la carga crítica en la hipótesis que $\gamma > 0$, ha sido resuelto por métodos aproximados los que para fines prácticos son suficientemente aceptables.

Debido a la fricción y adherencia entre el suelo y la base de la zapata la zona abc permanece en estado elástico, actúa como si fuera parte de la zapata y penetra como cuña, las otras zonas permanecen en los estados de Rankine mencionados. La capacidad de carga por unidad de área (Prandtl 1921) es

$$q_{cd} = N_c c \quad (1)$$

donde c es la cohesión y N_c , es conocido como factor de capacidad de carga que depende solo de ϕ , y es

$$N_c = \cot \phi \left[e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right] \quad (2)$$

Si en la superficie de contacto actúa una carga uniformemente distribuida q el esquema de corte no varía y la capacidad de carga es incrementada por la cantidad $N_q q$ (Reissner 1924) donde

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3)$$

$$\text{De allí que: } N_c = \cot \phi (N_q - 1) \quad (4)$$

Si $\phi = 0$ las espirales se convierten en arcos de círculo y los correspondientes valores de N_c y N_q llegan a ser $(2 + \pi)$ y 1.00 respectivamente. Por lo tanto para una zapata en la superficie

$$q_a = (2 + \pi)c = 5.14c = 2.57 q_{ju} \quad (5)$$

donde q_{ju} es la resistencia a la compresión no confinada. En (5), para $\phi = 0$ el esquema de corte permanece válido aún si el peso del suelo es diferente de cero.

Si se considera el peso del suelo la línea ac se hace curva, y una solución

general rigurosa no ha sido determinada 75
para obtener la capacidad de carga, pero
soluciones para ciertos casos particulares
han sido obtenidas por (Lundgren y
Mortensen 1953).

Puesto que los suelos reales
poseen peso y en general tienen cohesión
y fricción, y la mayoría de las zapatas
están a cierta distancia de la superficie.
Métodos rigurosos no existen, pero para
fines prácticos se supone lo siguiente:
Se supone que la capacidad de carga
consiste generalmente de la suma de
tres componentes, calculados separadamente,
representando respectivamente las participaciones
de:

- 1) La cohesión y fricción sin carga
en la superficie y suponiendo $\gamma = 0$
- 2) La fricción del material para $\gamma = 0$
sumándole la sobrecarga superficial q
- 3) La fricción del material considerando
su peso y sin carga superficial.

Cada componente es calculada
en la suposición que la superficie de

falla corresponde a las condiciones de cada una en particular. Puesto que son diferentes de una a otra y diferentes del material real. El error es pequeño y del lado de la seguridad.

El valor aproximado de la capacidad de carga es dado por la ecuación

$$q_{\text{d}} = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (6)$$

donde N_c y N_q son los factores de capacidad de carga respecto a cohesión y sobre carga y se calculan de las ecuaciones (2) y (3). La sobre carga es representada por el peso del terreno γD_f alrededor de la zapata. El factor de capacidad de carga N_γ toma en cuenta la influencia del peso propio del suelo

Loaded strip, width B

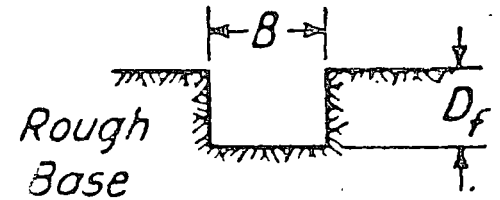
Load per unit area of footing

General shear failure: $q_d = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$

Local shear failure: $q'_d = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$

Square footing, width B

Load per unit area: $q_{ds} = 1.2 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$



Unit weight of earth = γ

Unit shear resistance,

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

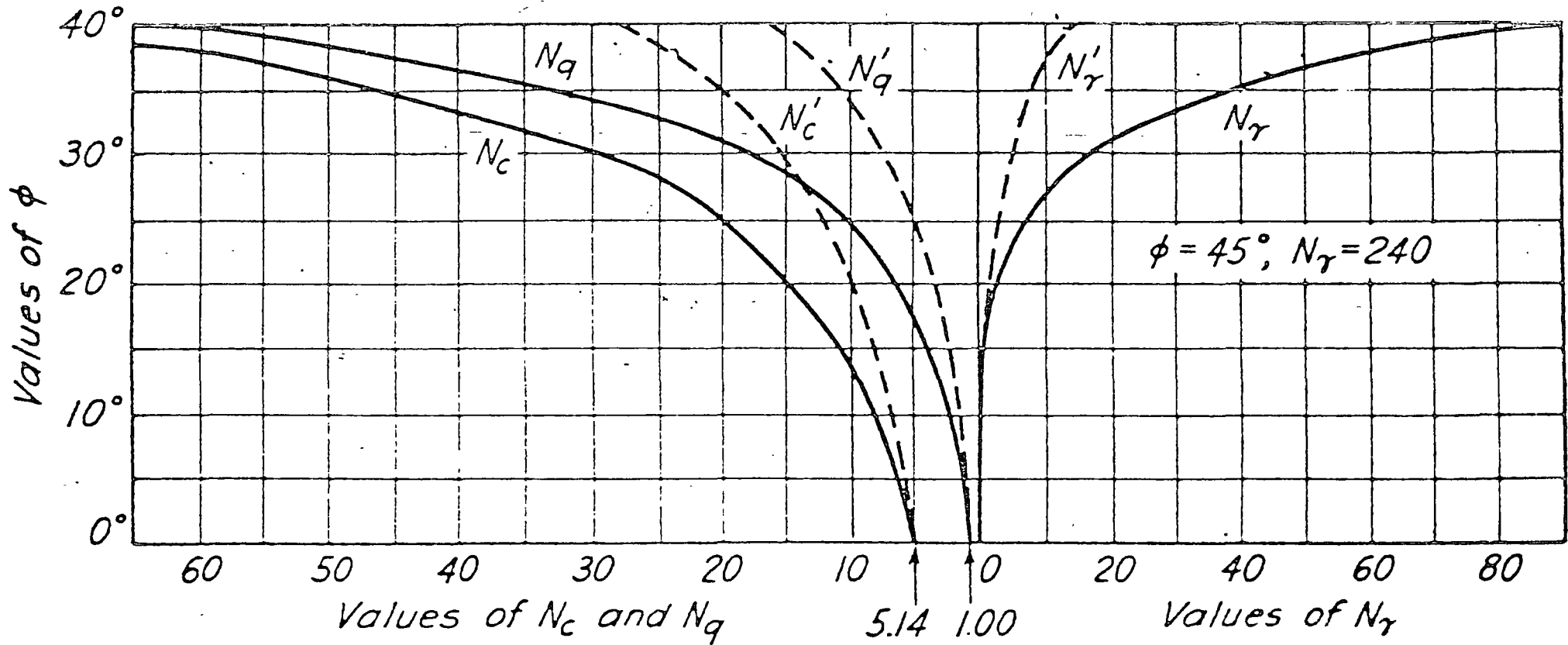
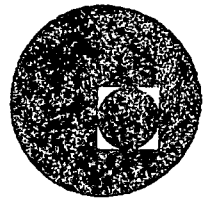


Fig. 33.4. Chart showing relation between ϕ and bearing capacity factors (values of N_γ after Meyerhof 1955).



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE CIMENTACIONES

IDENTIFICACION DE SUELOS (ESPAÑOL)

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.

Capítulo 1

PROPIEDADES ÍNDICE DE LOS SUELOS

ART. 1 IMPORTANCIA PRÁCTICA DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE

En fundaciones y mecánica de suelos, más que en cualquier otra rama de la ingeniería civil, es necesaria la experiencia para actuar con éxito. El proyecto de las estructuras comunes fundadas sobre suelos, o de aquellas destinadas a retener suelos, debe necesariamente basarse sobre simples reglas empíricas, así que éstas pueden ser utilizadas con propiedad solamente por el ingeniero que posee un bagaje suficiente de experiencia. Las obras de mayor vuelo, con características poco comunes, suelen justificar la aplicación extensiva de métodos científicos en su proyecto, pero, a menos que el ingeniero a cargo de ellas posea una gran experiencia, no podrá preparar inteligentemente el programa de ensayos requeridos ni interpretar sus resultados en la forma debida.

Como la experiencia personal no llega nunca a ser lo suficientemente extensa, el ingeniero se ve muchas veces obligado a basarse sobre informes acerca de experiencias ajenas. Si estos informes contienen una descripción adecuada de las condiciones del suelo, constituyen una fuente estimable de conocimientos; de otro modo pueden conducir a conclusiones erróneas. En efecto, en el dominio de la ingeniería de las estructuras una descripción de la rotura de una viga sería de poco valor, a menos que se incluyese, además de otros datos esenciales, un párrafo indicando si la viga se hizo de acero o de fundición. En todos los anales antiguos sobre experiencias con fundaciones, la naturaleza de los suelos es descrita simplemente con términos generales tales como "arena fina" o "arcilla blanda", a pesar de que la diferencia en las propiedades mecánicas de dos arenas finas de distintas localidades puede ser más importante y de mayores consecuencias que la existente entre acero y fundición. Por esta razón, uno de los principales propósitos perseguidos en los esfuerzos recientes para reducir los riesgos inherentes a todo trabajo de suelos ha consistido en buscar métodos para diferenciar los distintos tipos de suelos de una misma categoría. Las propiedades en que se basa dicha diferenciación se conocen con el nombre de *propiedades índice* y los ensayos necesarios para determinarlas, *ensayos de clasificación*.

La naturaleza de cualquier suelo puede ser alterada si se lo somete a un tratamiento adecuado. Por ejemplo, una arena suelta puede transformarse en densa si se la vibra adecuadamente. Por eso, el comportamiento de los

suelos en el terreno depende no solo de las propiedades significativas de los granos de su masa, sino que también de aquellas propiedades que tienen su origen en el acomodamiento de las partículas dentro de ella. De ahí que resulte conveniente dividir las propiedades índice en dos clases: *propiedades de los granos del suelo* y *propiedades de los agregados de suelo*. Las principales propiedades de los granos del suelo son la forma y el tamaño, y en los suelos arcillosos, las características mineralógicas de las partículas más pequeñas. Las propiedades más significativas de los agregados de suelo son a su vez las siguientes: para los suelos sin cohesión, la densidad relativa y, para los suelos cohesivos, la consistencia.

El estudio de las propiedades de los granos y de los agregados de suelo va precedido, en el ordenamiento de este capítulo, por una descripción de los principales tipos de suelos y seguido de una enumeración sintética de los requerimientos mínimos para una descripción adecuada de los suelos, descripción ésta que debe formar parte de todo informe relativo a observaciones efectuadas en el terreno.

ART. 2 PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS

Los materiales que constituyen la corteza terrestre son clasificados por el ingeniero civil, en forma arbitraria, en dos categorías: *suelo* y *roca*. Se llama suelo a todo agregado natural de partículas minerales separables por medios mecánicos de poca intensidad, como agitación en agua. Por el contrario, roca es un agregado de minerales unidos por fuerzas cohesivas poderosas y permanentes. Como los términos "poderosas" y "permanentes" están sujetos a interpretaciones diversas, el límite entre suelo y roca resulta necesariamente arbitrario, y existen muchos agregados naturales de partículas minerales que son difíciles de clasificar. Para evitar confusiones, en esta obra, el término suelo es aplicado solamente a aquellos materiales que en forma incuestionable satisfacen la definición dada más arriba.

El ingeniero civil da generalmente por sobreentendida esta terminología, pero no por ello resulta de uso universal. Para el geólogo, por ejemplo, el término roca implica todo el material que constituye la corteza terrestre, sin considerar el poder de las fuerzas de cohesión que unen las partículas minerales, mientras que el término suelo lo aplica solamente a aquella porción de la corteza que constituye el suelo vegetal. Por ello, si el ingeniero civil se ve obligado a utilizar informes preparados por personas ajenas a su profesión, debe primero fijar el significado con que los términos suelo y roca son utilizados.

Según cuál sea el origen de sus elementos, los suelos se dividen en dos amplios grupos: suelos cuyo origen se debe, esencialmente, al resultado de la descomposición física y química de las rocas, y suelos cuyo origen es esencialmente orgánico. Si los productos de la descomposición de las rocas se encuentran aún en el mismo lugar de origen, constituyen un *suelo residual*; en caso contrario, forman un *suelo transportado*, cualquiera sea el agente de transporte.

En climas semiáridos o templados los suelos residuales son normalmente firmes y estables y no se extienden hasta gran profundidad. En cambio, en climas calientes y húmedos, en particular donde el tiempo de exposición ha sido largo, estos tipos de suelos pueden extenderse hasta profundidades de varias decenas de metros y ser firmes y estables; pero también pueden componerse de materiales altamente compresibles que rodean bloques de rocas menos alteradas (artículo 49). Bajo estas circunstancias llegan a ser la fuente de dificultades para las fundaciones y otros tipos de construcción. Igualmente, muchos de los depósitos de suelo trasportados son blandos y sueltos hasta profundidades de varias decenas de metros y constituyen la fuente potencial de serios problemas.

Los suelos de origen orgánico se han formado casi siempre *in situ*, ya sea como consecuencia de la descomposición de vegetales —como en el caso de las turbas—, ya sea por la acumulación de fragmentos de esqueletos inorgánicos o de conchas de ciertos organismos. De allí que los suelos de origen orgánico pueden ser tanto orgánicos como inorgánicos. No obstante, la expresión *suelo orgánico* se aplica generalmente a suelos trasportados, producto de la descomposición de las rocas, que contienen cierta cantidad de materia orgánica vegetal descompuesta.

Las condiciones de los suelos del lugar donde ha de construirse una estructura son comúnmente exploradas por medio de sondeos, perforaciones o excavaciones a cielo abierto. El técnico que las efectúa examina las muestras a medida que éstas son extraídas y las clasifica anotando el nombre del suelo e indicando su compacidad, color y otras características. Estos datos le sirven luego para preparar el perfil de la perforación, donde indica cada capa de suelo por su nombre y proporciona las cotas entre las cuales se extiende. Los datos así obtenidos pueden ser completados más tarde con un resumen de los resultados de ensayos de laboratorio efectuados sobre muestras de los suelos del perfil.

A continuación se describen los suelos más comunes, con los nombres generalmente utilizados para su clasificación en el terreno.

Las arenas y las gravas o ripios o cantos rodados son agregados sin cohesión de fragmentos granulares o redondeados, poco o no alterados, de rocas y minerales. Las partículas menores de 2 milímetros se clasifican como arena, y aquellas de mayor tamaño hasta 15 ó 20 centímetros, como grava o ripio o canto rodado. Los fragmentos de rocas con diámetros mayores se conocen como *pedras-bolas*, *pedras-bochas*, *rodados grandes*, etcétera.

Los limos inorgánicos son suelos de grano fino con poca o ninguna plasticidad. Las variedades menos plásticas consisten generalmente en partículas más o menos equidimensionales de cuarzo y, en algunos países, se los distingue con el nombre de *polvo de roca*. Los tipos más plásticos contienen un porcentaje apreciable de partículas en forma de escamas y se denominan *limos plásticos*. A causa de su textura suave, los limos inorgánicos son comúnmente tomados por arcillas, pero pueden distinguirse fácilmente de éstas sin necesidad de efectuar ensayos de laboratorio. Si una pasta de limo inorgánico saturado se sacude en la palma de la mano, la pasta expele suficiente agua como para producir una superficie brillante que, si la pasta es

posteriormente doblada entre los dedos, se vuelve nuevamente opaca. Este simple procedimiento se conoce como *ensayo de sacudimiento*.

Después de secada, la pasta de limo inorgánico es frágil, siendo fácil despegar polvo de ella si se la frota con los dedos. Los limos son relativamente impermeables, pero cuando se encuentran en estado suelto pueden subir del fondo de una perforación o excavación como si fueran un espeso fluido viscoso. Los suelos más inestables de esta categoría se distinguen a veces como arenas fluidas * muy finas.

Los limos orgánicos son suelos de granos finos más o menos plásticos, con una mezcla de partículas de materia orgánica finamente dividida. A veces contienen también fragmentos visibles de materia vegetal parcialmente descompuesta o de otros elementos orgánicos. Estos suelos tienen colores que varían de gris a gris muy oscuro, y pueden contener cantidades apreciables de H₂S, CO₂ y de otros productos gaseosos originados por descomposición de la materia orgánica, lo que les da un olor característico. Los limos orgánicos tienen muy alta compresibilidad, y su permeabilidad es muy baja.

Las arcillas son agregados de partículas microscópicas y submicroscópicas derivadas de la descomposición química que sufren los constituyentes de las rocas. Son suelos plásticos dentro de límites extensos en contenido de humedad y cuando están secos son duros, sin que sea posible despegar polvo de una pasta frotada con los dedos. Tienen, además, una permeabilidad extremadamente baja.

Las arcillas orgánicas son aquellos suelos de este tipo que derivan algunas de sus propiedades físicas más significativas de la presencia de materia orgánica finamente dividida. Cuando están saturados son generalmente muy compresibles, y secos presentan una resistencia muy alta. Tienen colores que varían de gris oscuro a negro, y pueden poseer un olor característico.

Las turbas son agregados fibrosos de fragmentos macro y microscópicos de materia orgánica descompuesta. Su color varía de un castaño claro a negro. Las turbas son tan compresibles que casi siempre resultan inadecuadas para soportar fundaciones. Si bien es cierto que se han desarrollado varias técnicas especiales para construir terraplenes sobre depósitos de turba sin correr el riesgo de que se hundan en el terreno, el asentamiento resultante suele ser grande y continuar a un ritmo decreciente por muchos años.

Si un suelo está compuesto de una combinación de dos clases distintas de material, para identificarlo se utiliza el nombre del material predominante como sustantivo y el del que entra en menor proporción como adjetivo calificativo. Por ejemplo, arena limosa indica un suelo en el que predomina la arena, que contiene una pequeña cantidad de limo. Una arcilla arenosa es un suelo con las propiedades de las arcillas, que contiene una cantidad apreciable de arena.

* El término *arena fluida* se utiliza también comúnmente para identificar a las arenas finas o muy finas que pasan a un estado semilíquido cuando se hallan sometidas a una corriente ascendente de agua de infiltración. Por ello, esta terminología solo distingue a un estado particular de la arena y no a un material. (N. del T.)

Las propiedades de los agregados de granos de arena y grava se describen cualitativamente por medio de los términos *suelta*, *medianamente densa* y *densa*. Los agregados de partículas de arcilla, por los términos *dura*, *compacta*, *medianamente compacta* y *blanda*. Estas características son generalmente estimadas en el terreno, mientras se efectúa la perforación, basándose en varios factores que incluyen la facilidad o dificultad relativa para hacer avanzar las herramientas de sondeo o para sacar muestras y la consistencia de las muestras obtenidas. Como este método de estimación puede conducir a una concepción muy errónea de las características generales del depósito de suelo, toda vez que sus propiedades mecánicas puedan resultar importantes para el proyecto a realizar, su descripción cualitativa debe suplementarse con determinaciones cuantitativas de dichas propiedades. Estas determinaciones requieren comúnmente la realización de ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas (artículo 7), o bien ensayos apropiados en el terreno (artículo 44).

Para reducir los riesgos de errores en la correlación de los estratos identificados en los sondeos es conveniente señalar, en su registro, el color de los distintos estratos. El color puede, en ciertos casos, ser también una indicación de que existe una diferencia real en las características del suelo. Por ejemplo, si la capa superior de un estrato sumergido de arcilla es amarillenta o de color castaño y más compacta que la arcilla más profunda, la diferencia de color suele significar que la capa superior fue temporalmente expuesta al secado y a la oxidación. Cuando en un mismo estrato de suelo hay diferencia de color de punto a punto, suelen utilizarse para clasificarlo los términos moteado, jaspeado, manchado, etcétera. Los colores oscuros y parduscos indican, en general, la presencia de materia orgánica.

Bajo ciertas condiciones geológicas especiales se forman suelos que están caracterizados por uno o más rasgos peculiares, tales como la presencia de una estructura debida a la existencia de agujeros dejados por raíces extinguidas o una estratificación regular poco común. A causa de estas características, tales suelos pueden ser fácilmente identificados en el terreno y por ello han recibido nombres especiales. En lo que sigue, se dan las definiciones y descripciones de algunos de estos materiales.

Las *morenas* son depósitos glaciares no estratificados de arcilla, limo, arena, cantos rodados y piedras que cubren aquellas partes de la superficie rocosa que estuvieron bajo los hielos en los períodos de avance de los glaciares.

Las *tufas* son agregados finos de minerales y fragmentos de roca muy pequeños, arrojados por los volcanes durante las explosiones, y que han sido transportados por el viento o por el agua.

Los *loess* son sedimentos eólicos uniformes y cohesivos, comúnmente de color castaño claro. El tamaño de la mayoría de sus partículas oscila entre los estrechos límites comprendidos entre 0,01 y 0,05 mm y su cohesión es debida a la presencia de un cementante que puede ser de naturaleza predominantemente calcárea o arcillosa. A causa de la presencia universal de agujeros verticales continuos, dejados por las raíces extinguidas, la permeabilidad en las direcciones horizontales es mucho menor que en la direc-

ción vertical. Además, el material se caracteriza por la capacidad de mantenerse estable en taludes casi verticales. Los depósitos vírgenes no han sido nunca saturados; si lo son, el cementante que mantiene la adherencia entre las partículas se ablanda y la superficie del depósito puede sufrir un asentamiento.

Loess modificados son aquellos loess que han perdido sus características típicas por procesos geológicos secundarios, como: inmersión temporal, erosión y nuevo depósito, cambios químicos que originaron la destrucción de la adherencia entre las partículas, o la descomposición química de sus elementos precederos, como, por ejemplo, el feldespato. Por la descomposición química se produce el *loess-loam*, caracterizado por una mayor plasticidad que los otros tipos de loess modificados.

Las *tierras diatomáceas* son depósitos de polvo silíceo fino, generalmente blanco, compuesto total o parcialmente de los residuos de diatomeas. El término diatomeas se aplica a un grupo de algas unicelulares microscópicas de origen marino o de agua dulce, con la particularidad de que las paredes de sus células son silíceas.

Marga es un término utilizado en forma vaga para identificar varios tipos de arcillas marinas calcáreas compactas o muy compactas y de color verdoso.

El término *caliche* se aplica en algunos países a ciertas capas de suelo cuyos granos están cementados por carbonatos calcáreos. Estas capas se encuentran generalmente a poca profundidad y su espesor puede variar de pocos centímetros a varios metros. Para su formación parece necesario un clima semiárido.

Las *arcillas laminadas* consisten en capas alternadas de limo mediano gris inorgánico y de arcilla limosa más oscura. El espesor de las capas raramente excede de un centímetro, aunque ocasionalmente se han encontrado láminas más gruesas. Los elementos que forman las arcillas laminadas fueron transportados a lagos de agua dulce por el agua proveniente del deshielo, al terminar el período glaciario. Generalmente poseen, combinadas, las propiedades indeseables de los limos y de las arcillas blancas.

Greda es un término popular con el cual se designa una variedad grande de suelos, pero que normalmente están constituidos por arcillas muy plásticas, más o menos compactas, aunque a veces se incluyen dentro de esta denominación hasta areniscas arcillosas, que como rocas entran en la categoría de las rocas blandas.

Tosca es el nombre dado en ciertos países a una fuerte impregnación calcárea de suelos de composición variable, en general limos de origen eólico-fluvial, dando como resultado un material de composición y resistencia también variable, pero que regularmente tiene una gran proporción de calcáreo y es muy compacto. A veces la tosca se presenta como incrustaciones aisladas de calcáreo en una base de loess-loam.

Las *bentonitas* son arcillas con un alto contenido de montmorillonita (artículo 4). La mayoría de las bentonitas se formaron de la alteración química de cenizas volcánicas. En contacto con agua, las bentonitas secas se esponjan más que otros tipos de arcillas secas, y saturadas se contraen

más también. Los depósitos de bentonita son comunes en Norteamérica, incluyendo Méjico. En la Argentina existen depósitos de dicho material en el oeste del país*.

Todos los términos utilizados para la clasificación de los suelos en el terreno abarcan una variedad más bien grande de materiales distintos y, además, la elección del término para calificar su densidad o compacidad depende demasiado del criterio de la persona que examina el material. Por ello, la clasificación de los suelos en el terreno es siempre más o menos incierta e incorrecta. Datos más específicos pueden obtenerse solamente con ensayos físicos que proporcionen valores numéricos representativos de las propiedades del suelo.

Los métodos a utilizar para la exploración del suelo y los procedimientos a seguir para determinar valores numéricos promedio de sus propiedades forman parte del programa de estudio para el proyecto y construcción de las obras y son tratados en el capítulo 7, parte III.

ART. 3 TAMAÑO Y FORMA DE LAS PARTÍCULAS DE LOS SUELOS

El tamaño de las partículas que constituyen los suelos varía entre aquel de un canto rodado y el de una molécula grande.

Los granos de un tamaño mayor de unos 0,06 milímetros pueden ser examinados a simple vista o por medio de una lupa, y constituyen la *fracción muy gruesa* y la *fracción gruesa* de los suelos.

Los granos comprendidos entre 0,06 milímetros y 2 micrones (1 micrón = 0,001 milímetro) pueden ser examinados con la ayuda del microscopio y constituyen la *fracción fina* de los suelos.

Los granos menores de 2 micrones constituyen la *fracción muy fina*. De éstos, los comprendidos entre 2 micrones y 0,1 micrón pueden ser distinguidos con el microscopio, aunque no se llegue a percibir su forma. Para los granos menores de un micrón ésta puede ser determinada con el microscopio electrónico, e investigada su estructura molecular por medio de los rayos X.

El proceso de separar un agregado de suelo en sus diferentes fracciones, cada una consistente en granos de tamaños distintos, dentro de ciertos límites, se conoce con el nombre de *análisis mecánico* o *análisis granulométrico*. Por medio del análisis granulométrico se ha encontrado que la mayoría de los suelos naturales contienen granos de dos o más fracciones. Las características particulares de un suelo compuesto están casi enteramente determinadas por las propiedades de la fracción más fina. En este aspecto, los suelos son similares al hornigón, cuyas propiedades están determinadas principalmente por el cemento, mientras que el agregado, que constituye su mayor parte, actúa como inerte. El "agregado" o parte inerte de un suelo

* De la lista de nombres de suelos incluida en el texto original, se han eliminado los nombres de "hardpan", "lake marl" o "boglime" y "adobe", por no tener en castellano equivalentes de uso corriente, agregando en su lugar los de "greda" y "tosca". (N. del T.)

compuesto forma entre el 80 y el 90 por ciento de su peso seco total, y la parte decisiva o activa el resto.

Las fracciones muy gruesas, por ejemplo la grava, consisten en fragmentos de rocas compuestos de uno o más minerales. Los fragmentos pueden ser angulares, redondeados o chatos. Pueden ser sanos o mostrar signos de considerable descomposición, ser resistentes o deleznable.

Las fracciones gruesas, representadas por las arenas, consisten en granos compuestos por lo general de cuarzo. Los granos pueden ser angulares o redondeados. Algunas arenas contienen un porcentaje importante de escamas de mica, que las hace muy elásticas o esponjosas.

En las fracciones finas y muy finas cada grano está constituido generalmente de un solo mineral. Las partículas pueden ser angulares, en forma de escamas y ocasionalmente con forma tubular, pero nunca redondeadas. En algunos casos excepcionales, la fracción fina contiene un alto porcentaje de fósiles porosos, como diatomeas o radiolarias, que imparten al suelo propiedades mecánicas poco comunes. En general, el porcentaje de partículas escamosas aumenta en un suelo dado a medida que decrece el tamaño de sus fracciones.

Si el tamaño de la mayoría de los granos de un agregado de partículas de suelo está comprendido dentro de los límites dados para una de las fracciones, el agregado constituye un *suelo uniforme*. Los suelos uniformes de granos muy gruesos y gruesos son comunes, pero muy raramente se encuentran suelos muy finos o coloidales de este tipo. Todas las arcillas contienen elementos finos, muy finos y coloidales y a veces hasta partículas gruesas. Las fracciones más finas de las arcillas consisten principalmente en partículas con forma de escamas.

El predominio de partículas escamosas en la fracción muy fina de los suelos naturales es una consecuencia de los procesos geológicos de su formación. La gran mayoría de los suelos deriva de procesos químicos que se deben a la acción de los agentes climáticos sobre las rocas, las que están constituidas, en parte, de elementos químicamente muy estables y, en parte, de minerales menos estables. Los agentes climáticos transforman los minerales menos estables en una masa friable de partículas muy pequeñas de minerales secundarios que, comúnmente, tienen forma de escamas, mientras que los minerales estables permanecen prácticamente inalterados. Es así como el proceso de descomposición por los agentes climáticos reduce las rocas a un agregado consistente en fragmentos de minerales inalterados o prácticamente inalterados, embebidos en una matriz compuesta principalmente de partículas con forma de escama. Durante el transporte por agua que sigue a este fenómeno, el agregado es desmenuzado y sus elementos, sujetos a impactos y al desgaste.

El proceso puramente mecánico de desgaste no alcanza a reducir los granos duros y equidimensionales de minerales inalterados en fragmentos menores de unos 10 micrones (0,01 milímetro). En contraposición, las partículas friables, constituidas por minerales secundarios con forma de escamas, aunque inicialmente muy pequeñas, son fácilmente desgastadas y desmenuzadas en partículas aun menores. Esto explica por qué las fracciones muy

finas de los suelos naturales se componen principalmente de tal clase de partículas.

ART. 4 PROPIEDADES DE LOS SUELOS FORMADOS DE FRACCIONES MUY FINAS

Cuando se rompe y desmenuza un trozo de cualquier mineral dividiéndolo en partes o fracciones con granos de diferentes tamaños, y se saturan las fracciones, se encuentra que la fracción más fina exhibe propiedades que están ausentes en la fracción más gruesa. Más aún, se observa que estas propiedades dependen en gran medida de la naturaleza del mineral.

La influencia que ejerce el tamaño de las partículas y la naturaleza del mineral se puede explicar comparando algunas propiedades de las diferentes fracciones de cuarzo con ciertas propiedades de sendas fracciones de cuarzo y de biotita con granos de tamaños iguales. Si cada una de las fracciones en que se ha dividido el cuarzo, constituidas éstas por granos de buena cubicidad, es decir, sin partículas alargadas, se mezcla con agua, se agita y luego se pone a sedimentar, se observa que las porosidades de los respectivos sedimentos están en relación directa con la finura de la fracción de la cual partieron. En la fracción más fina del conjunto, las partículas más pequeñas permanecen en suspensión por muchas semanas. No obstante, si se agrega a esta suspensión una gota de una solución que contenga un electrolito, la sedimentación comienza casi instantáneamente. Más aún, la porosidad del nuevo sedimento es mucho mayor que la del sedimento más suelto precipitado dentro del agua destilada. Estas observaciones indican que cada partícula está sometida no solamente a la fuerza de la gravedad P_g , que tiende a provocar su descenso, sino que, además, también hay otras fuerzas, cuya resultante se designa por P_e , que tienen su asiento en la superficie de las partículas y que interfieren el movimiento de las partículas adyacentes. Se sabe que las fuerzas P_e son de naturaleza eléctrica.

A medida que disminuye el diámetro D de los granos casi equidimensionales de cuarzo, la fuerza P_g que actúa sobre una partícula disminuye en proporción a D^3 , mientras que la fuerza de superficie P_e lo hace en proporción a D^2 . Por tanto, la relación entre P_g y P_e decrece en proporción directa con el diámetro D . Si, por ejemplo, un cubo de cuarzo con un volumen de 1 cm³ fuese dividido en otros menores con tamaño de 1 micrón, la relación P_g/P_e disminuiría por el factor 10⁻⁴. Por tanto, para cubos muy pequeños, las fuerzas de gravedad se tornan despreciables en comparación con las fuerzas de superficie, las que, entonces, ejercen una influencia determinante en las propiedades del agregado. Así es como, a pesar de que la fracción gruesa de cuarzo es perfectamente no cohesiva, con la disminución del tamaño de los granos adquiere una cantidad de coherencia que va en aumento. No obstante, ni las fracciones más finas llegan a tener plasticidad—esa propiedad de poder ser amasadas en pequeños cilindritos dentro de una cierta amplitud en contenido de humedad— que caracteriza a muchos suelos.

Los granos de biotita, en contraste con los de cuarzo, se caracterizan

por ser chatos. Para una partícula chata, en forma de lámina, la relación entre volumen y superficie y, por consiguiente, la relación entre P_g y P_e , es relativamente mucho menor que la que tienen las partículas equidimensionales, de modo que la influencia del tamaño de los granos en la porosidad y en las otras propiedades físicas del agregado resulta mucho más evidente. Además de adquirir cohesión con la disminución del tamaño de los granos, el agregado de partículas saturadas también adquiere un considerable grado de plasticidad.

Las importantes diferencias que existen entre el comportamiento de las partículas de cuarzo y de biotita tienen su origen en la diferente estructura cristalina de los dos minerales. La estructura cristalina del cuarzo conduce a un hábito de buena cubicidad mientras que aquella de la biotita lo hace a un hábito chato. Se ha determinado que el hábito chato que exhiben algunos minerales va invariablemente asociado a una estructura cristalina foliada. Más aún, se ha encontrado que las fracciones más finas de los diferentes minerales con estructura cristalina foliada también muestran propiedades algo diferentes, porque las características eléctricas de las superficies de estas hojas dependen de la estructura cristalina particular que corresponde a cada mineral.

Prácticamente todos los minerales de estructura foliada, presentes en las fracciones más finas de los suelos, pertenecen a un grupo que se conoce como *minerales arcillosos*. La mayoría de los minerales de este grupo se puede clasificar en tres subgrupos conocidos por: las *caolinitas*, las *ilitas* y las *montmorilonitas*. Cada uno de ellos se caracteriza por una distribución de átomos que produce una carga eléctrica negativa en las superficies chatas de los cristales.

Una partícula simple de arcilla puede estar formada por muchas hojas apiladas unas sobre las otras. Cada hoja tiene un espesor definido, pero no está limitada en sus dimensiones perpendiculares a su espesor. Por ello, las partículas de arcilla tienden a adquirir forma de láminas o adoptar disposiciones que asemejan terrazas chatas (fig. 4.1). Las superficies chatas llevan cargas eléctricas residuales negativas, pero los bordes rotos de las láminas o de las terrazas pueden ser asientos de cargas positivas o negativas, según cuál sea el ambiente en que se encuentran.

En los problemas que interesan al ingeniero civil, las partículas de arcilla están siempre en contacto con agua. Las interacciones entre las partículas de arcilla, el agua y los minerales disueltos en ella son las responsables principales de las propiedades de los suelos compuestos por estas partículas.

El agua pura se compone principalmente de moléculas de H₂O, aunque algunas de ellas siempre se disocian en iones de H⁺ y en iones hidroxilos OH⁻. Si hay impurezas, como ácidos o bases, éstas también se disocian en cationes cargados positivamente y aniones cargados negativamente. La sal, por ejemplo, se disocia en Na⁺ y en Cl⁻. Como las superficies planas de los minerales arcillosos llevan carga eléctrica negativa, los cationes, incluyendo el H⁺ proporcionado por la propia agua, son atraídos hacia la superficie de las partículas. Se dice que dicho catión está *adsorbido*. Los varios minerales arcillosos difieren ampliamente en su propiedad de adsorber cationes; la

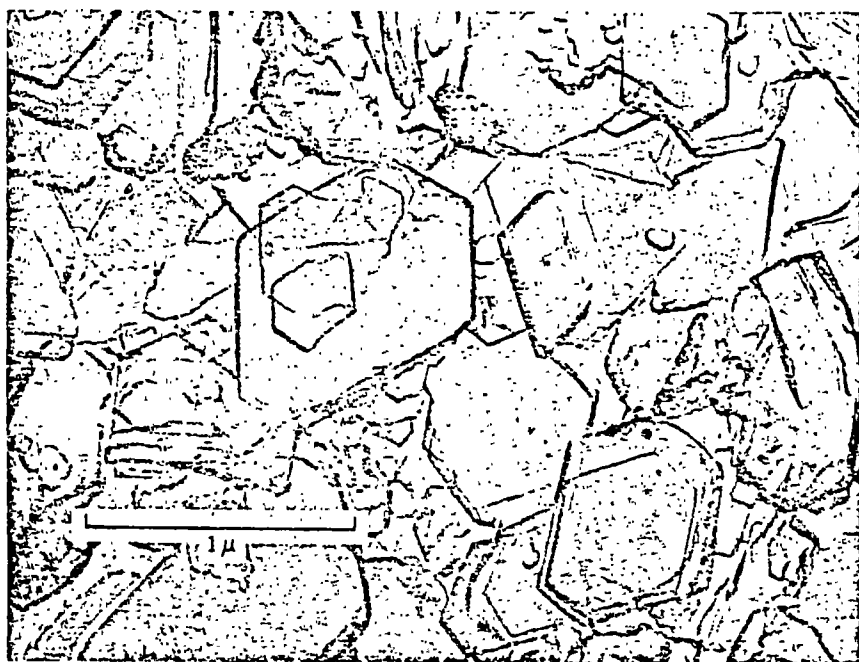


Fig. 4.1. Microfotografía electrónica de partículas de caolinita en láminas superpuestas como terrazas.

capacidad aproximada de intercambio de cationes (expresada en términos del número total de cargas positivas absorbidas por cada 100 gramos) de diferentes minerales arcillosos, con partículas de tamaño semejante, se muestra en la tabla 4.1.

Tabla 4.1

Mineral	Número total de cargas positivas adsorbidas por 100 g ($\times 10^{20}$)
Montmorilonita	360-500
Ilita	120-240
Caolinita	20-90

Los iones adsorbidos no están unidos permanentemente al mineral arcilloso y si, por ejemplo, una arcilla que contiene iones adsorbidos de Na^+ es lavada con una solución de KCl , la mayor parte de los iones de Na^+ se reemplaza por iones de K^+ . Este procedimiento se conoce como *intercambio de cationes* o también como *intercambio de bases*.

El agua adyacente a las caras negativamente cargadas de las partículas minerales puede en sí misma sufrir una alteración y sus moléculas organizarse en una disposición que viene determinada por la posición y la naturaleza de los cationes adsorbidos y, en cierta medida, por el espaciamiento del entramado cristalino del mineral arcilloso. Se dice, entonces, que el agua está adsorbida y tiene una estructura. El espesor de agua adsorbida varía considerablemente con el tipo de mineral arcilloso y con las características de los cationes presentes. Sus propiedades de adsorción no han sido todavía adecuadamente investigadas, pero se sabe, no obstante, que puede ejercer influencia importante en las propiedades mecánicas de la masa de arcilla. Los iones adsorbidos, conjuntamente con el agua adsorbida, constituyen el *complejo de adsorción*.

Los cationes adsorbidos por una partícula mineral se encuentran en movimiento permanente debido a la agitación térmica. Se distribuyen estadísticamente cerca de la superficie en un grupo que tiene su mayor densidad de iones en el inmediato contacto con la superficie y una densidad decreciente con la distancia, como indica la figura 4.2. Constituyen una zona

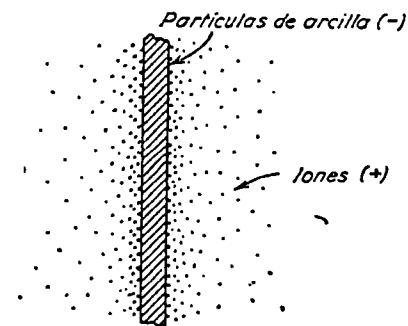


Fig. 4.2. Representación diagramática de la distribución de cationes adyacentes a una partícula de arcilla con carga superficial negativa.

cargada positivamente o una capa que, conjuntamente con la superficie cargada negativamente de la partícula, se conoce como la *capa eléctrica doble*. Las capas eléctricas dobles que rodean dos partículas adyacentes aproximadamente paralelas se repelen entre sí con una intensidad que depende en gran parte de la naturaleza y concentración de los iones existentes en el agua. Además de las repulsiones asociadas con las capas dobles, otros campos de fuerza rodean las partículas cargadas. Estos incluyen fuerzas de atracción como de repulsión. A pesar de que la naturaleza de los otros campos de fuerza se conoce bastante bien, los factores que afectan la magnitud de estas fuerzas no han sido analizados suficientemente. No obstante, la información existente permite una interpretación razonable, aunque grosera, de muchos de los fenómenos observados y sirve para ilustrar su complejidad.

Una de las consecuencias de las fuerzas asociadas con las superficies de las partículas de arcilla es la estructura que pueden desarrollarse durante

su sedimentación. Si se introducen partículas de arcilla en agua destilada, la carga negativa sobre cada partícula causa la repulsión de cualquier otra partícula que trate de aproximarse. Ninguna partícula se adhiere a la otra, la fuerza de gravedad sobre cualquiera de ellas permanece despreciablemente pequeña y las partículas sedimentan muy despacio o quedan en suspensión mostrando movimiento browniano. En las aguas naturales que contienen una suficiente concentración de electrolitos, como son las aguas de las regiones con piedras calcáreas, las superficies de algunas de las partículas atraen y adsorben iones de signo opuesto. Tales partículas pueden, entonces, ser atraídas por otras, acumularse en flóculos, llegando éstos a ser suficientemente grandes como para sedimentar en el fondo por efecto gravitacional. Bajo ciertas circunstancias, especialmente si los bordes rotos de las láminas que forman las partículas llevan cargas positivas, las partículas del flóculo pueden poseer una estructura de contacto *borde contra cara* (fig. 4.3a); en otras, los flóculos pueden componerse de partículas dispuestas esencialmente en una *estructura paralela* (fig. 4.3b). Los sedimentos for-

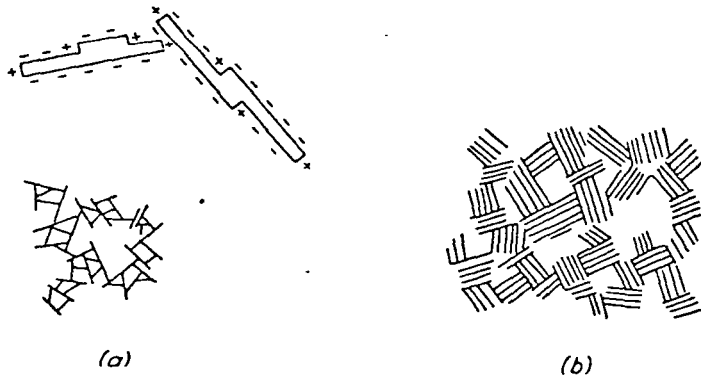


Fig. 4.3. (a) Disposición borde contra cara de partículas de arcilla de forma laminar y combinación de la misma en flóculos. (b) Flóculos de arcilla en una disposición paralela.

mados exclusivamente de minerales arcillosos suelen, por tanto, componerse de grupos de flóculos de partículas de arcilla, los que, a su vez, están dispuestos en una estructura suelta, constituida ésta con flóculos, que tienen una estructura borde contra cara, una estructura paralela o bien alguna otra estructura intermedia. Sin embargo, como la mayoría de los sedimentos también contienen partículas más gruesas, éstas alteran de una manera significativa dicha disposición (artículo 18).

Si la presión que actúa sobre un sedimento aumenta por la adición de nuevos sedimentos o por la aplicación de una carga externa, el contenido de humedad del sedimento disminuye, las partículas se ven forzadas a aproximarse entre sí y el suelo se dice que se *consolida*. La mayor parte de la energía que debe gastarse para consolidar el sedimento se consume en producir la rotura estructural de los flóculos y en el trabajo que es necesario

hacer contra las fuerzas de repulsión entre partículas; otra parte se emplea en la deformación elástica de éstas.

Si se retira en cualquier momento la presión, manteniendo el suelo en contacto con agua libre, el contenido de humedad y el volumen aumentan. Este fenómeno se conoce como *hinchamiento*. Una parte de la energía recuperada como consecuencia del hinchamiento representa el trabajo realizado por las fuerzas repulsivas para separar las partículas; otra parte proviene de la restitución elástica.

Las causas de la consolidación y del hinchamiento suelen ser distintas para las diferentes fracciones granulométricas. Si se altera la presión que actúa sobre una mezcla de arena gruesa y mica, por ejemplo, mucho de la consolidación o del hinchamiento se debe a la deformación elástica o restitución de los granos. En las fracciones muy finas de los suelos, sin embargo, los fenómenos asociados con las cargas eléctricas pueden predominar.

Si se pudiese someter a un único flóculo de partículas de arcillas con orientación paralela, como uno de los que se muestra en la figura 4.3b, a una deformación tangencial de corte, la resistencia al deslizamiento a lo largo de las superficies situadas entre partículas sería extremadamente pequeña, siempre y cuando las superficies de las partículas fueran planas. En realidad, las partículas no son planas sino que poseen una configuración terrazada que supone algunas interferencias que desarrollan resistencia al corte. Si un sedimento formado de muchos flóculos, cada uno paralelo pero con orientación diferente, fuese sometido al corte, se desarrollaría una resistencia considerablemente mayor debido a la interferencia entre flóculos. Si el sedimento estuviese constituido de flóculos que tienen una estructura borde contra cara (fig. 4.3a), se produciría una sustancial interferencia entre partículas. Más aún, se ofrecería también resistencia a causa de la atracción en los contactos entre los bordes y las caras de las partículas. Las interferencias y atracciones descritas son responsables de la resistencia al corte del sedimento.

Si un sedimento natural se amasa a fondo, los flóculos en su mayoría se deshacen y muchas de las partículas de arcilla se orientan formando conjuntos casi paralelos. Como consecuencia, la resistencia al corte puede decrecer sustancialmente. Se dice, por tanto, que la arcilla es *sensible* a una alteración.

Ciertas arcillas marinas de los países escandinavos y de la parte oriental del Canadá se caracterizan por tener una sensibilidad extraordinariamente alta y son, por ello, identificadas como *arcillas fluidas*. Después de una alteración, como puede ser un deslizamiento, estas arcillas toman las características de un fluido viscoso y comúnmente fluyen desplazándose en una gran distancia (artículo 49). Su alta sensibilidad se atribuye a una reducción de la concentración de iones de sodio en el agua de los poros como consecuencia del lavado por lixiviación. Esta teoría está apoyada en datos del terreno, como así también en los resultados de experimentos de laboratorio.

Cuando se depositaron, las arcillas fluidas tenían sus huecos ocupados por agua de mar, con un contenido sustancial de sal, en una concentración que pudo haber alcanzado hasta 35 g por litro. Los análisis químicos del agua de los poros de cierto número de arcillas fluidas de Escandinavia han

demostrado que éstas contienen ahora muy poco o nada de sal mientras que, en la misma localidad, el agua de los poros de otras arcillas marinas similares, de solo moderada sensibilidad, posee considerable concentración de sal. En general, entre las arcillas marinas de Escandinavia que se han analizado, las menores sensibilidades van apareadas con los mayores contenidos de sal (Skempton y Northey, 1952).

Si se agrega cloruro de sodio a una muestra amasada de arcilla fluida y se la deja después reposar, la sensibilidad no aumenta en forma significativa. No obstante, si el contenido de sal de la arcilla amasada se separa después por lixiviación, la arcilla se torna de nuevo altamente sensitiva (Rosenqvist 1946). El envejecimiento sin la adición de sal no está asociado con un notable aumento de la sensibilidad.

Después que una muestra de una fracción muy fina de suelo ha sido intensamente amasada, las posiciones de las partículas, una respecto de otra, no están necesariamente asociadas con el equilibrio de las otras fuerzas de atracción y repulsión. Por lo tanto, las partículas pueden tender a rotar y asumir configuraciones más estables a volumen inalterado. La resistencia al corte puede aumentar paralelamente. El suelo exhibe así *tixotropía*.

Un fenómeno algo similar, conocido como *sinéresis*, hace disminuir lentamente la porosidad de la capa superior de muchos sedimentos frescos, a una velocidad que disminuye hasta que la capa se reduce a una pequeña fracción de su volumen original. La contracción gradual no se puede explicar en base a las fuerzas de la gravedad. En algunas arcillas produce una red de fisuras capilares.

Como consecuencia de las múltiples repercusiones prácticas de los intrincados procesos fisicoquímicos y de la gran demanda de arcillas con propiedades físicas específicas para propósitos industriales, se han realizado muchas investigaciones durante las últimas décadas con respecto a la mineralogía y a la interacción entre partículas de arcilla y el medio que las rodea. Se han hecho también muchas investigaciones para estudiar las relaciones entre los procesos fisicoquímicos y las propiedades ingenieriles de los suelos arcillosos. No obstante, para la mayoría de los problemas prácticos de la ingeniería, los beneficios que se obtienen de dichas investigaciones son todavía muy limitados a causa del gran número de factores responsables de las propiedades significativas que posee la arcilla. La influencia combinada de todas las interacciones fisicoquímicas se refleja en las propiedades índices (artículo 1), que son expeditivas y económicas de determinar. Una situación similar prevalece en la tecnología del hormigón.

Los procesos por los cuales el cemento Portland adquiere su resistencia son también intrincados e imperfectamente conocidos, pero a pesar de ello, el hormigón es una rama ya antigua y bien establecida de la ingeniería de estructuras. Se basa sobre hipótesis que han sido derivadas de ensayos de laboratorio, de carácter puramente mecánico, ejecutados sobre probetas de hormigón, y algunas de sus propiedades, tales como el aumento de resistencia con la edad, se desprecian. A pesar de ello, las teorías elaboradas con estas hipótesis simplificadoras son suficientemente exactas para los propósitos de la práctica corriente.

Lecturas seleccionadas

Los hitos principales del desarrollo de las presentes ideas, relativas a la influencia de la estructura y de los procesos fisicoquímicos en las propiedades de los suelos de granos finos, están contenidos en las siguientes referencias dispuestas en orden cronológico:

- Atterberg, A. (1911). "On the investigation of the physical properties of soils and the plasticity of clays", en alemán, *Int. Mitteilungen für Bodenkunde*, vol. 1, pág. 10.
- Terzaghi, K. (1925). "Structure and volume of voids of soils", págs. 10-13, *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*, A. Casagrande: *From theory to practice in soil mechanics*, New York, John Wiley & Sons (1960), págs. 146-148.
- Casagrande, A. (1932). "The structure of clay and its importance in foundation engineering", *Journal Boston Society of Civil Engineers*, vol. 19, núm. 4, pág. 168.
- Terzaghi, K. (1941). "Undisturbed clay samples and undisturbed clays", *Journal Boston Society of Civil Engineers*, vol. 28, núm. 3, págs. 211-231.
- Skempton, A. W. y Northey, R. D. (1952). "The sensitivity of clays", *Geotechnique*, vol. 3, págs. 30-53.
- Rosenqvist, I. Th., (1953). "Considerations on the sensitivity of Norwegian quick clays", *Geotechnique*, vol. 3, págs. 195-200.
- Grim, R. E. (1953). *Clay mineralogy*, New York, McGraw-Hill, 384 págs.
- Bjerrum, L. (1954). "Geotechnical properties of Norwegian marine clays", *Geotechnique*, vol. 4, págs. 49-69.
- Bolt, G. H. (1956). "Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays", *Geotechnique*, vol. 6, págs. 86-93.
- Lambe, T. W. (1960). "Structure of compacted clay", *Trans. ASCE*, vol. 125, págs. 682-705.
- Mitchell, J. K. (1961). "Fundamental aspects of thixotropy in soils", *Trans. ASCE*, vol. 126, parte 1, págs. 1586-1620.

ART. 5 ANÁLISIS MECÁNICO O GRANULOMÉTRICO DE LOS SUELOS

Métodos de análisis

El propósito del análisis mecánico o análisis granulométrico es determinar el tamaño de las partículas o granos que constituyen un suelo y fijar, en porcentaje de su peso total, la cantidad de granos de distintos tamaños que contiene. El método más directo para separar un suelo en fracciones de distinto tamaño consiste en hacerlo pasar a través de un juego de tamices. Pero como la abertura de la malla más fina que se fabrica corrientemente es de 0,07 mm, el uso de tamices está restringido al análisis de arenas limpias, de modo que, si un suelo contiene partículas menores de dicho tamaño, debe ser separado en dos partes por lavado sobre aquel tamiz.

La parte de suelo retenida por el tamiz es sometida al tamizado mientras que, aquella demasiado fina para ser retenida por tamices y que ha sido arrastrada por el agua, es analizada por medio de métodos de análisis granulométricos por vía húmeda, basados en la sedimentación o en la levigación.

Los métodos para efectuar análisis granulométricos por vía húmeda están basados en la ley de Stokes, que fija la velocidad a que una partícula esférica de diámetro dado sedimenta en un líquido en reposo. En el método que se utiliza comúnmente en mecánica de suelos de 20 a 40 gramos de suelo arcilloso o de 50 a 100 gramos de suelo arenoso, se mezclan con un litro de agua, se agitan y se vierten en un recipiente. A intervalos de tiempo dados

se mide la densidad de la suspensión por medio de un hidrómetro especial. El tamaño de las partículas más grandes, que aún quedan en suspensión al nivel del hidrómetro en un instante determinado, se calcula por medio de la ley de Stokes, mientras que con la densidad de la suspensión a dicho nivel se determina el peso de las partículas menores que ese tamaño, es decir, el peso de las partículas que aún no han sedimentado por debajo del nivel en que se mide la densidad. El ensayo requiere varios días para su realización.

Por medio del análisis por vía húmeda se pueden separar las partículas del suelo hasta un tamaño de 0,5 micrones. Las fracciones más finas pueden separarse utilizando una centrifuga, pero los resultados de métodos tan refinados son de interés solo en relación con investigaciones de carácter científico.

La agitación en agua trasforma a muchas arcillas en suspensiones que no están formadas por partículas individuales sino por flóculos y, al efecto de dividir dichos flóculos en granos individuales o sea dispersar el suelo, se debe agregar al agua un agente defloculante. Los errores más comunes que se cometen al efectuar análisis granulométricos por vía húmeda se originan de una dispersión incompleta de las partículas del suelo.

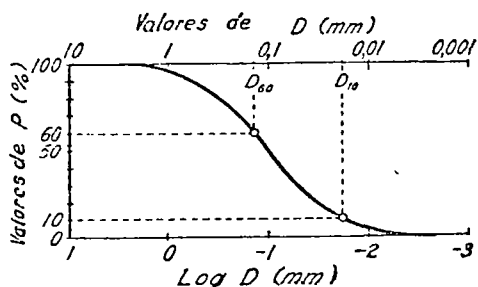


Fig. 5.1. Representación semilogarítmica de los resultados del análisis granulométrico.

Los resultados del análisis granulométrico por vía húmeda no son estrictamente comparables con los obtenidos por tamizado, porque los granos no son nunca esféricos; los más pequeños tienen, por lo común, forma de escamas. Con el tamizado, lo que se mide es el ancho de la partícula, mientras que la dimensión que se obtiene por sedimentación es el diámetro de la esfera que sedimenta a la misma velocidad que la partícula, diámetro que puede ser mucho menor que el ancho de ésta.

La forma más conveniente para representar el análisis granulométrico la proporciona el gráfico semilogarítmico indicado en la figura 5.1. En éste, las abscisas representan el logaritmo del diámetro de las partículas, y las ordenadas el porcentaje P en peso de los granos menores que el tamaño indicado por la abscisa. Cuanto más uniforme es el tamaño de los granos, tanto más inclinada es la curva; una línea recta vertical representa a un polvo perfectamente uniforme.

La ventaja más importante de la representación semilogarítmica estriba

en que las curvas granulométricas de suelos de igual uniformidad tienen formas idénticas, cualquiera sea el tamaño medio de sus partículas y en que, además, la distancia horizontal entre dos curvas de la misma forma es igual al logaritmo de la relación entre los tamaños medios de los granos de los suelos representados.

La figura 5.2 muestra varias curvas granulométricas típicas. La curva a es una del tipo más común y se asemeja a la curva de frecuencia normal, que representa una de las leyes fundamentales de la estadística. Como la granulometría es un fenómeno estadístico, se han querido utilizar los términos y los conceptos de la estadística para describir los resultados de los análisis granulométricos, pero tales refinamientos no son aplicables a la mecánica práctica de los suelos.

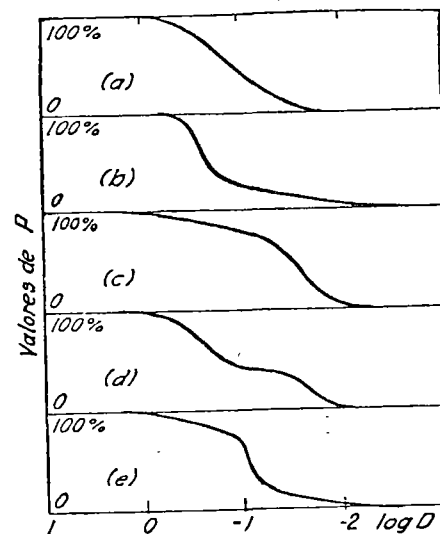


Fig. 5.2. Curvas granulométricas típicas. (a) Curva de frecuencia normal; (b) y (c) curvas para suelos que tienen fracciones finas y gruesas de distinta uniformidad; (d) y (e) curvas compuestas.

Si una muestra tiene una granulometría como la indicada en la figura 5.2a, la uniformidad de la fracción con granos mayores de D_{50} (correspondiente a $P = 50\%$) es aproximadamente igual a aquella de la fracción menor de D_{50} . Si la granulometría se asemeja a la indicada en b , la mitad gruesa de la muestra es relativamente uniforme, mientras que los tamaños de los granos menores varían entre límites extensos. Por el contrario, la curva representada en c corresponde a un suelo en que la fracción más gruesa tiene granos cuyos tamaños varían entre límites extensos y la más fina es más uniforme. Las curvas representadas en d y e corresponden a suelos con granulometrías compuestas.

Las curvas granulométricas de suelos residuales de formación geológica

reciente son comúnmente similares a la indicada en la figura 5.2*b*. A medida que la edad geológica de un suelo aumenta, el tamaño medio de sus granos disminuye a causa de la descomposición de sus elementos, y la curva granulométrica se hace más suave (figura 5.2*a*). Las curvas granulométricas de suelos maduros se asemejan a la indicada en la figura 5.2*c*, aunque granulometrías similares a las representadas en *b* y *c* son también comunes en los suelos de origen glaciario o fluvio-glaciario. La ausencia de granos de tamaño medio en suelos sedimentarios con curvas granulométricas como la de la figura 5.2*d* es común en las mezclas de arena y grava que fueron depositadas por ríos de corriente rápida que llevaban en suspensión un exceso de sedimentos. Se dice que las gravas de este tipo están pobremente graduadas. Se puede obtener también una curva como la de la figura 5.2*d* si se mezclan los materiales de dos capas diferentes antes de realizar el análisis mecánico. Una quebradura neta en la curva granulométrica puede también indicar que el suelo ha sido formado por el depósito simultáneo de los sedimentos transportados por dos agentes distintos. Por ejemplo, una fracción del suelo pudo ser llevada por un río a un lago glaciario, mientras que la otra fracción deriva del deshielo de bloques desprendidos del glaciario. Se ve entonces que la forma de la curva granulométrica puede ayudar a la determinación del origen geológico de un suelo y reducir así el riesgo de errores en la interpretación de los datos obtenidos mediante las perforaciones.

Representación abreviada de la granulometría

Cuando se tienen que proporcionar los resultados esenciales de los análisis mecánicos de un gran número de suelos puede resultar conveniente expresar las características granulométricas de cada suelo por medio de valores numéricos indicativos de algún tamaño de grano característico y del grado de uniformidad, o bien por medio de nombres o símbolos que puntualizan la fracción de suelo predominante. El procedimiento más utilizado es el conocido con el nombre de método de Allen Hazen. A raíz de un gran número de ensayos realizados con arenas para filtros, Hazen (1892) encontró que la permeabilidad de dichas arenas, en estado suelto, depende de dos cantidades que denominó *diámetro efectivo* y *coeficiente de uniformidad*. El diámetro efectivo, D_{10} , es el tamaño de partícula que corresponde a $P = 10$ por ciento en la curva granulométrica, de modo que el 10 % de las partículas son más finas que D_{10} y el 90 % más gruesas. El coeficiente de uniformidad U es igual a D_{60}/D_{10} en que D_{60} es el tamaño de partícula que corresponde a $P = 60$ por ciento.

Las experiencias de Hazen indujeron a otros investigadores a suponer, en forma más o menos arbitraria, que las cantidades D_{10} y U eran también apropiadas para expresar las características granulométricas de los suelos naturales de granulometrías mixtas, pero con el mejor conocimiento de las propiedades de los suelos de granos finos se ha hecho evidente que las características de éstos dependen principalmente de la fracción más fina que $P = 20\%$ y que puede resultar preferible seleccionar D_{20} y D_{70} como canti-

dades representativas. Sin embargo, las ventajas a obtener por este cambio no son de importancia suficiente como para justificar la modificación de una práctica bien establecida.

En el artículo 8 se describe el uso de símbolos para indicar las características granulométricas.

Lecturas seleccionadas

Las diferentes técnicas utilizadas para realizar análisis mecánicos y otros ensayos de clasificación se hallan descritas en *Soil testing for engineers*, T. W. Lambe (1951), New York, John Wiley & Sons, 165 págs.

ART. 6 AGREGADOS DE SUELO

Introducción

El término *agregado* se refiere al suelo mismo, en contraposición con cada uno de sus elementos constituyentes. Cualitativamente, los agregados de suelo pueden diferir en textura, estructura y consistencia. Cuantitativamente, pueden diferir en porosidad, densidad relativa, contenido de humedad y de gas, y también en consistencia. Los datos cualitativos se obtienen en el terreno por inspección visual y sirven como base para preparar los perfiles de las perforaciones y obtener otras informaciones que permitan describir la sucesión de los estratos del subsuelo. Los datos cuantitativos se obtienen por medio de ensayos de laboratorio o ensayos *in situ*. Sin estos datos, toda descripción de un suelo resulta inadecuada.

Textura, estructura y consistencia

El término *textura* se refiere al grado de fineza y uniformidad del suelo y se describe por medio de términos tales como *harinoso*, *suave*, *arenoso*, *áspero*, etcétera, según cuál sea la sensación que produce al tacto.

El término *estructura* se refiere a la forma en que las partículas se disponen dentro de la masa del suelo.

Los suelos de granos finos pueden ser estables aun cuando cada partícula no toque a varias de sus vecinas. Si no existen partículas gruesas, el suelo puede tener una *estructura dispersa*, en la cual todas las partículas están orientadas paralelamente entre sí, o una estructura en *castillo de naipes* o estructura *floculenta*, en la cual muchas de las partículas tienen contacto borde contra cara (artículo 4). Si el suelo consiste en un arreglo suelto de manojos de partículas, independientemente de la disposición de las partículas dentro de los manojos, se dice que tiene una estructura en *nidos de abejas*.

Casi invariablemente, los suelos naturales de granos muy finos contienen partículas más gruesas. Los granos gruesos alteran las estructuras descritas, de modo que éstas raramente se encuentran en la naturaleza. En algunos casos los granos gruesos forman un esqueleto con sus intersticios parcial-

mente llenos de un agregado relativamente suelto de los constituyentes más finos del suelo. Esta disposición de las partículas se denomina *estructura en esqueleto* y es, probablemente, la causa que explica la notable inestabilidad de muchos suelos apenas cohesivos con partículas cuyos tamaños están comprendidos entre 0,05 y 0,005 mm (artículo 17). En las arcillas blandas la inestabilidad de la estructura en esqueleto aparece disimulada por la cohesión.

Algunos pocos suelos más bien excepcionales, que incluyen ciertas margas, consisten en una aglomeración de granos compuestos, relativamente grandes, que forman a su vez un agregado de estructura granular o en nidos de abeja. Los granos mismos están formados de un denso conglomerado de partículas de limo o arcilla. Se dice que los suelos formados por dichos conglomerados tienen una *estructura en conglomerados*. Tal tipo de estructura se ha encontrado tanto en los depósitos de arcillas residuales como en las sedimentarias. Los procesos geológicos responsables de su formación no son todavía conocidos y pueden ser muy distintos para los diferentes suelos. No obstante, la influencia de la estructura en conglomerados en las propiedades ingenieriles de los suelos es siempre benéfica. A pesar de que los suelos con este tipo de estructura son muy compresibles, su hinchamiento como resultado de la descarga es imperceptible, y el amasado a contenido de inalterado de humedad reduce su permeabilidad a una fracción pequeña de la que tiene el mismo suelo "in situ" (Terzaghi 1958b, Fitz Hugh et al., 1947).

Todo sedimento contiene al menos un pequeño porcentaje de partículas en forma de escamas o de discos. Cuando estas partículas sedimentan de una suspensión, sus caras chatas tienden a mantener una posición horizontal y, como consecuencia, en el sedimento dichas partículas están orientadas más o menos paralelamente a los planos horizontales. El aumento de las presiones por el aporte de nuevos sedimentos acentúa más esta tendencia. Cuando un sedimento contiene partículas orientadas, se dice que presenta *isotropía transversal*.

La inspección visual de la estructura de los suelos de granos finos o muy finos no es practicable, de modo que se debe juzgar sobre la base de la porosidad y de otras propiedades del suelo. Las arcillas resistentes pueden contener agujeros tubulares dejados por raíces de plantas que se extienden hasta varios metros por debajo de la superficie, o bien pueden estar divididas por fisuras capilares en fragmentos prismáticos o irregulares que se separan tan pronto como la presión de confinamiento desaparece. Los movimientos relativos de las paredes de las fisuras producen pequeñas estrías y pulen sus superficies, las que por su lisura reciben el nombre de *espejos de fricción*. El origen, naturaleza e importancia práctica de tales defectos en los estratos de suelo se tratan en el capítulo 7, parte III.

El término *consistencia* se refiere al grado de adherencia entre las partículas del suelo y a la resistencia ofrecida a las fuerzas que tienden a deformar o a romper el agregado de suelo. La consistencia se describe por medio de palabras tales como *duro, resistente, frágil, friable, pegajoso, plástico*

y *blando*. Cuanto más se aproxima un suelo a las características de las arcillas, tanto mayor es la variedad de estados de consistencia en que puede presentarse. El grado de plasticidad se expresa a veces por medio de los términos *graso* y *magro*. Una arcilla magra es poco plástica, debido a la presencia de una proporción grande de limo o arena. La consistencia de las arcillas se trata con mayor extensión en el artículo 7.

Porosidad, contenido de humedad y peso unitario

La *porosidad n* es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total del suelo, entendiéndose como *volumen de vacíos* aquella parte del volumen total no ocupada por los granos. Si la porosidad se expresa en porcentaje, se denomina *porcentaje de vacíos*.

La *relación de vacíos e* es la relación entre el volumen de los vacíos y el volumen de los sólidos. Si

$V =$ volumen total

$V_v =$ volumen total de vacíos,

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (6.1a)$$

y

$$e = \frac{V_v}{V - V_v} \quad (6.1b)$$

La relación de vacíos y la porosidad están relacionadas por las fórmulas:

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad (6.2a)$$

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (6.2b)$$

La porosidad de una masa estable no cohesiva de esferas iguales depende de la forma en que éstas están dispuestas. En la disposición más densa posible, n es igual a 26 por ciento y en el estado más suelto a 47 por ciento. La porosidad de un depósito natural de arena depende de la forma de sus granos, de la uniformidad del tamaño de éstos y de las condiciones de sedimentación, y varía entre extremos que se extienden de 25 a 50 por ciento.

El efecto que la forma de los granos ejerce sobre la porosidad de los agregados de suelo puede ser ilustrado mezclando varios porcentajes de mica con arena angular uniforme. Si los porcentajes en peso de mica en las mezclas se hacen iguales a 0, 5, 10, 20 y 40 por ciento, las porosidades resultantes, cuando las mezclas son vertidas en forma suelta en un recipiente, alcanzan respectivamente a 47, 60, 70, 77 y 84 por ciento (Gilboy 1928). La porosidad de las arcillas naturales blandas, que contienen un

porcentaje apreciable de partículas lajosas, varía comúnmente entre el 30 y el 60 por ciento, pudiendo aun exceder el 90 por ciento. La gran influencia que sobre la porosidad ejerce la forma de los granos y el grado de uniformidad hace que la porosidad por sí misma no proporcione una indicación de si un suelo es suelto o denso. Dicha información puede obtenerse solo por comparación entre la porosidad de un suelo dado y las porosidades de ese mismo suelo en sus estados más denso y más suelto posibles. El estado de densidad de los suelos arenosos puede ser expresado numéricamente por medio de la *densidad relativa* D_r , definida por la ecuación:

$$D_r = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_{\min}} \quad (6.3)$$

en la que:

- e_0 = relación de vacíos del suelo en su estado más suelto, estable;
- e_{\min} = relación de vacíos en el estado más denso que puede obtenerse en el laboratorio;
- e = relación de vacíos del suelo natural en el terreno.

Para llevar una arena mediana o gruesa a su estado más suelto posible, correspondiente a una relación de vacíos e_0 , la arena es primero secada y luego vertida desde una altura muy pequeña dentro de un recipiente. Las arenas finas y muy finas pueden, en ciertas circunstancias, ser llevadas a su estado más suelto mezclando una muestra con suficiente agua para trasformarla en una espesa suspensión que después se deja sedimentar. El valor de e_0 es igual a la relación de vacíos del sedimento obtenido. En otros casos, el estado más suelto se puede obtener depositando cuidadosamente arena ligeramente húmeda, de modo tal que las fuerzas capilares den lugar a una estructura en nido de abeja, para después permitir el ascenso lento del nivel del agua a fin de producir el derrumbe de la estructura inestable. El estado más denso se obtiene por vibración prolongada bajo una pequeña carga vertical a una frecuencia de 20 a 30 ciclos por segundo.

La densidad relativa de la arena tiene un significado bien definido, ya que su valor es prácticamente independiente de la presión estática a que el material está sometido. Depende principalmente del procedimiento utilizado para sedimentarlo y compactarlo. Por el contrario, el grado de densidad de las arcillas y de otros suelos cohesivos depende en forma primordial de las cargas que éstos han soportado y, en algunos casos, de la velocidad con que las cargas fueron aplicadas. Por ello el grado de densidad de los suelos cohesivos es reflejado en forma más clara por medio del índice de liquidez I_L (artículo 7).

El *contenido de humedad* w de un suelo se define como la relación entre el peso del agua contenida en el suelo y el peso del suelo seco, y se expresa comúnmente en porcentaje. En las arenas y otros suelos situados por arriba de la napa freática, parte de los vacíos pueden estar ocupados

por el aire y, si e_w representa el volumen de agua por unidad de volumen de materia sólida, la relación:

$$S_r (\%) = \frac{100 e_w}{e} \quad (6.4)$$

expresa el *grado de saturación*.

El grado de saturación de las arenas es comúnmente descrito por medio de los términos seca, húmeda, o mojada. La tabla 6.1 da una lista de tales términos y de los correspondientes grados de saturación. La nomenclatura allí indicada se aplica de preferencia a las arenas y suelos muy arenosos, ya que ciertas arcillas en un estado de desecación representado por $S_r = 90\%$ pueden ser tan duras que a primera vista serían clasificadas como secas.

Tabla 6.1

Grado de saturación de las arenas

Condición de la arena	Grado de saturación (%)
Seca	0
Ligeramente húmeda	1-25
Húmeda	26-50
Muy húmeda	51-75
Mojada	76-99
Saturada	100

Las arenas gruesas situadas por arriba de la napa freática, por lo general, están ligeramente húmedas. Las arenas finas o limosas se hallan muy húmedas, mojadas o saturadas. Las arcillas casi siempre están completamente saturadas o casi saturadas, salvo la capa superficial que está sujeta a las variaciones de temperatura y humedad que se producen en las distintas estaciones del año*. Si una arcilla contiene gas, éste se presenta en forma de burbujas esparcidas por todo el material, burbujas que pueden estar compuestas de aire que entró en el depósito durante su sedimentación o de gas producido más tarde por procesos químicos tales como la descomposición de materia orgánica. El gas puede encontrarse bajo una presión suficientemente grande como para hacer experimentar a la arcilla un hinchamiento enérgico, a contenido de humedad constante, cuando se disminuye la presión de confinamiento. La determinación del contenido de gas de una arcilla es una tarea muy difícil, si no imposible, que requiere un equipo especial, no siendo, desde ningún punto de vista, un ensayo de rutina.

* La discusión se refiere esencialmente a las arcillas marinas de origen glaciar, pues existen muchos suelos de origen eólico, fluvial o eólico fluvial, que se clasifican como arcillas y que por encima del nivel freático están solo saturados parcialmente (N. del T.).

El *peso unitario* de un agregado de suelo se define como el peso del agregado (suelo más agua) por unidad de volumen. Depende del peso de los elementos sólidos, de la porosidad y del grado de saturación. Puede calcularse en la siguiente forma:

Tabla 6.2 °

Pesos específicos absolutos de los elementos sólidos más importantes de los suelos

	g/cm ³		g/cm ³
Yeso	2,32	Dolomita	2,87
Montmorillonita °°	2,4	Aragonita	2,94
Ortoclasa	2,56	Biotita	3,0-3,1
Caolinita	2,6	Augita	3,2-3,4
Illita °°	2,6	Hornblenda	3,2-3,5
Clorita	2,6-3,0	Limonita	3,8
Cuarzo	2,66	Hematita hidratada	4,3±
Talco	2,7	Magnetita	5,17
Calcita	2,72	Hematita	5,2
Muscovita	2,8-2,9		

° Datos tomados de E. S. Larsen y H. Berman (1934).

°° Valores teóricos calculados sobre la base de los pesos atómicos de los elementos del reticulado cristalino (según R. E. Grim).

Sea:

γ_s = término medio de los pesos específicos absolutos de los elementos sólidos.

γ_w = peso específico del agua = 1 gr/cm³

n = porosidad (expresada como una relación)

El peso unitario del suelo seco ($S_r = 0\%$) es:

$$\gamma_d = (1 - n) \gamma_s \quad (6.5)$$

y el peso unitario del suelo saturado ($S_r = 100\%$):

$$\gamma = (1 - n) \gamma_s + n \gamma_w = \gamma_s - n (\gamma_s - \gamma_w) \quad (6.6)$$

La tabla 6.2 proporciona el peso específico absoluto de los principales elementos que constituyen la parte sólida de los suelos. Para los granos de arena, el término medio de los pesos específicos absolutos es generalmente 2,65 gramos por centímetro cúbico y para las arcillas varía entre 2,5 y 2,9 gramos por centímetro cúbico, con un término medio estadístico de 2,7.

En la tabla 6.3 se indican las porosidades y los pesos unitarios de suelos típicos saturados, incluyéndose además para los suelos arenosos su peso unitario seco. Los pesos unitarios han sido calculados en base a un peso específico absoluto $\gamma_s = 2,65$ gramos por centímetro cúbico para los suelos

arenosos y de 2,70 gramos por centímetro cúbico para las arcillas. Los valores tabulados deben considerarse solo como aproximados y, en casos prácticos, antes de efectuar los cálculos finales, hay que determinar experimentalmente el peso unitario del suelo en estudio.

Tabla 6.3

Porosidad, relación de vacíos y peso unitario de suelos típicos en estado natural

Descripción del suelo	Porosidad n (%)	Relación de vacíos e	Contenido de humedad w (%)	Peso unitario	
				γ_s g/cm ³	γ
1. Arena uniforme, suelta	46	0,85	32	1,43	1,89
2. Arena uniforme, densa	34	0,51	19	1,75	2,09
3. Arena graduada, suelta	40	0,67	25	1,59	1,99
4. Arena graduada, densa	30	0,43	16	1,86	2,16
5. Morena glaciaria con partículas de todo tamaño	20	0,25	9	2,12	2,32
6. Arcilla glaciaria blanda	55	1,2	45	..	1,77
7. Arcilla glaciaria resistente	37	0,6	22	..	2,07
8. Arcilla blanda ligeramente orgánica	66	1,9	70	..	1,58
9. Arcilla blanda muy orgánica	75	3,0	110	..	1,43
10. Bentonita blanda	84	5,2	194	..	1,27

w = contenido de humedad del suelo saturado, en por ciento del peso del suelo seco.

γ_s = peso unitario del suelo seco.

γ = peso unitario del suelo saturado.

Problemas

1. Una muestra de arcilla saturada pesa 1526 gramos en su estado natural y 1053 gramos después de secada. Determinar el contenido natural de humedad. Si el peso específico absoluto de los elementos sólidos es de 2,7 gramos por centímetro cúbico, ¿cuál es la relación de vacíos, la porosidad y el peso unitario?

Solución: $w = 45,0\%$; $e = 1,22$; $n = 0,55$; $\gamma = 1,76$ g/cm³.

2. Una muestra de arcilla muy dura tiene en estado natural un peso de 129,1 gramos y un volumen de 56,4 centímetros cúbicos. Una vez secada a estufa, su peso se reduce a 121,5 gramos. Si el peso específico absoluto de sus elementos sólidos es de 2,7 gramos por centímetro cúbico, ¿cuál es su contenido de humedad, relación de vacíos y grado de saturación?

Solución: $w = 6,3\%$; $e = 0,25$; $S_r = 0,67$.

3. Según determinaciones efectuadas en el terreno, el peso unitario de un terraplén de arena es 1800 kg por metro cúbico y su contenido de humedad de 8,6%. Determinaciones de laboratorio indicaron relaciones de vacíos iguales a 0,642 y 0,462 para los estados más sueltos y más densos de dicha arena, respectivamente. Si los elementos sólidos tienen un peso específico absoluto de 2,60 gramos por centímetro cúbico, ¿cuál es la relación de vacíos del terraplén y su densidad relativa?

Solución: $e = 0,575$; $D_r = 0,37$.

4. Una arena cuarcítica pesa, cuando está seca, 1550 kg. por metro cúbico. ¿Cuál es su peso unitario cuando está saturada?

Solución: $\gamma = 1980$ kg. por metro cúbico.

5. Por inmersión en mercurio se determinó que una muestra de arcilla limosa tenía un volumen de 14,88 centímetros cúbicos. Con el contenido natural de humedad su peso es de 28,81 gramos y después de secada a estufa de 24,83 gramos. El peso específico absoluto del material es de 2,70 gramos por centímetro cúbico. Calcúlese la relación de vacíos y el grado de saturación de la muestra.

Solución: $e = 0,62$; $S_r = 70\%$.

6. Con los valores de las porosidades n de los suelos de la tabla 6.3, contrólense los valores del contenido de humedad w y del peso unitario γ . Para los suelos 1 a 5, $\gamma_s = 2,65$ gramos por centímetro cúbico; para los suelos 6 a 10, $\gamma_s = 2,70$ gramos por centímetro cúbico.

ART. 7 CONSISTENCIA Y SENSIBILIDAD DE LAS ARCILLAS

Consistencia y sensibilidad de los suelos inalterados

La consistencia de las arcillas y de otros suelos cohesivos se describe comúnmente con los términos *blando*, *compacto*, *resistente* y *duro*. La medida cuantitativa más directa de la consistencia es la *resistencia a la compresión simple* (no confinada) de muestras prismáticas o cilíndricas del suelo, y la tabla 7.1 proporciona los valores de dicha resistencia para varios grados de consistencia*.

Las arcillas comparten con muchas otras sustancias coloidales la propiedad de perder resistencia por ablandamiento cuando son *amasadas* a un contenido inalterado de humedad. El ablandamiento de una *arcilla amasada*

Tabla 7.1

Consistencia de las arcillas saturadas en función de la resistencia a la compresión simple*

Consistencia	Resistencia a la compresión simple q_u en kg/cm ²
Muy blanda	menos de 0,25
Blanda	0,25—0,5
Medianamente compacta	0,5 —1,0
Compacta	1,0 —2,0
Muy compacta	2,0 —4,0
Dura	mayor de 4,0

* La resistencia a la compresión simple resulta significativa en los suelos arcillosos saturados uniformes, como lo son, entre otros, la mayoría de las arcillas marinas de origen glacial. Existen, empero, muchos suelos arcillosos de otro origen (residual, eólico-fluvial, etc.) en los que por falta de uniformidad en su masa, porque contienen capitas de arena o un sistema desarrollado de microfisuras, dicha resistencia no es necesariamente representativa. En estos casos la forma más aproximada de medir la consistencia en el laboratorio es por medio de ensayos triaxiales no drenados (N. del T.).

se debe probablemente a dos causas distintas: a), la destrucción del ordenamiento en que están dispuestas las moléculas de las capas adsorbidas, y b), la destrucción de la estructura formada por las partículas durante el proceso de sedimentación. Aquella parte de la pérdida de resistencia que se debe al desordenamiento de las capas adsorbidas puede ser gradualmente recuperada si la arcilla permanece en reposo, a contenido de humedad constante, después del amasado. El resto, causado probablemente por una alteración permanente de la estructura, es irreversible a menos que se reduzca el contenido de humedad del suelo. La importancia que cada una de estas partes tiene en la estructuración de la resistencia de las arcillas inalteradas es muy distinta para las diferentes arcillas.

El término *sensibilidad* se refiere al efecto que el amasado produce sobre la consistencia de las arcillas saturadas, independientemente de la naturaleza física de las causas del fenómeno. El grado de sensibilidad es diferente para las distintas arcillas y puede también diferir en una misma arcilla según cuál sea su contenido de humedad. Si una arcilla es muy sensitiva, un deslizamiento de cualquier naturaleza puede trasformarla en una masa de trozos lubricados capaces de deslizar con un talud suave, mientras que un deslizamiento similar en una arcilla de baja sensibilidad, solo produce una deformación local. El cambio de consistencia producido por la alteración de una arcilla sensitiva trae siempre aparejado un cambio de su permeabilidad.

El grado de sensibilidad S_s de una arcilla saturada se expresa por la relación entre la resistencia a la compresión simple de una muestra inalterada y la resistencia de la misma muestra después de amasada a contenido de humedad constante, es decir:

$$S_s = \frac{\text{resistencia a la compresión simple de la arcilla inalterada}}{\text{resistencia a la compresión simple de la arcilla amasada}} \quad (7.1)$$

Los valores de S_s están comprendidos entre 2 y 4 para la mayoría de las arcillas saturadas. Para arcillas sensitivas varían entre 4 y 8. No obstante, existen arcillas extrasensibles con valores de S_s comprendidos entre 8 y 16, habiendo lugares con arcillas que tienen una sensibilidad aún mayor, las que se conocen como *arcillas fluidas*. Estos altos grados de sensibilidad pueden reconocer como causa una estructura en nido de abeja bien desarrollada, una estructura en esqueleto, o bien el lavado por lixiviación de arcillas blandas glaciares que fueron depositadas en agua salada y subsecuentemente emergidas por levantamiento (artículo 4). Las arcillas fluidas de Escandinavia y del Valle de San Lorenzo en Canadá son de este tipo. En cambio, las arcillas extrasensitivas de la ciudad de México derivaron de la descomposición de ceniza volcánica.

La resistencia de algunas arcillas saturadas después de amasadas puede resultar tan baja como para imposibilitar la confección de una probeta, a causa de que experimenta una deformación excesiva bajo su propio peso. En tales circunstancias, el grado de sensibilidad S_s puede evaluarse comparando la resistencia, inalterada y amasada, determinada por otros procedi-

mientos, como ensayos con la veleta, también llamado el aparato de paletas o molinete (artículo 44).

Consistencia de los suelos amasados

Después que un suelo cohesivo ha sido amasado, su consistencia puede ser variada a voluntad, aumentando o disminuyendo su contenido de humedad. Así, por ejemplo, si se reduce lentamente el contenido de humedad de un barro arcilloso líquido, la arcilla pasa gradualmente del estado líquido al estado plástico y finalmente al estado sólido. El contenido de humedad a que se produce el paso de un estado al otro es muy distinto para las diferentes arcillas de modo que puede ser utilizado para identificar y comparar las arcillas entre sí. Sin embargo, la transición de un estado al otro no ocurre en forma abrupta, tan pronto se alcanza un contenido de humedad crítico, sino en forma muy gradual. Por esta razón, todo ensayo para establecer un criterio con respecto a los límites que separan estados de consistencia diferentes, lleva consigo algunos elementos arbitrarios.

El método que ha resultado más apropiado a los propósitos del ingeniero fue tomado de la agronomía y se conoce como el método de Atterberg. Los contenidos de humedad que corresponden a los límites entre los distintos estados de consistencia se conocen también como *límites de Atterberg* (Atterberg 1911).

El *límite líquido*, L_w , es el contenido de humedad, en porciento del peso del suelo seco para el cual dos secciones de una pasta de suelo, con las dimensiones indicadas en la figura 7.1, alcanzan apenas a tocarse sin unirse cuando la taza que las contiene es sometida al impacto de un número fijo de golpes verticales secos. Como la ecuación personal tiene una influencia importante en los resultados del ensayo, se utiliza para ejecutarlo un aparato mecánico normalizado (A. Casagrande, 1932a).

El *límite plástico*, P_w , o límite inferior del estado plástico, es el contenido de humedad para el cual el suelo comienza a fracturarse cuando es amasado en pequeños cilindritos, haciendo rodar la masa de suelo entre la mano y una superficie lisa.

Los informes de los resultados de ensayos de límite plástico deben indicar también si los cilindritos antes de fracturarse eran muy resistentes, como en el caso de las arcillas muy grasas; moderadamente resistentes, como en el caso de las arcillas glaciares comunes; o débiles y esponjosos, como en el caso de las arcillas orgánicas y las inorgánicas micáceas.

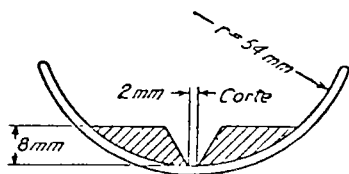


Fig. 7.1. Corte de la taza para determinar el límite líquido con la pasta de suelo (según A. Casagrande).

El *límite de contracción*, S_w , o límite inferior de cambio de volumen, es el contenido de humedad por debajo del cual una pérdida de humedad por evaporación no trae aparejada una reducción de volumen. Cuando el contenido de humedad pasa por debajo del límite de contracción el suelo cambia de color, tornándose más claro.

Los contenidos de humedad comprendidos entre los límites líquido y plástico se llaman contenidos de humedad de la *zona plástica* del suelo y la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, *índice de plasticidad*, I_w . A medida que el contenido de humedad de un suelo cohesivo se aproxima más al límite inferior P_w de la zona plástica, mayor es su resistencia y compacidad. La relación:

$$I_l = \frac{w - P_w}{L_w - P_w} = \frac{w - P_w}{I_w} \quad (7.2)$$

se llama *índice de liquidez* de suelo. Cuando el contenido de humedad es mayor que el límite líquido, índice de liquidez mayor que 1, el amasado transforma al suelo en una espesa pasta viscosa. En cambio, si el contenido es menor que el límite plástico, índice de liquidez negativo, el suelo no puede ser amasado. La resistencia a la compresión simple de las arcillas inalteradas uniformes con un índice de liquidez cercano a la unidad varía comúnmente entre 0,3 y 1,0 kg/cm²; en aquellas con un índice de liquidez cercano a 0, dicho valor está comprendido, en general, entre 1 y 5 kg/cm².

Además de los límites de Atterberg, el conocimiento de la *resistencia de la arcilla seca* es útil para la identificación y comparación de los suelos cohesivos. La resistencia de muestras de arcillas secadas al aire varía entre unos 2 y más de 200 kg/cm² y un experimentador acostumbrado puede distinguir grados de resistencia *muy baja, baja, mediana, alta y muy alta* cuando toma un fragmento angular de suelo y lo aprieta entre los dedos. Una arcilla tiene resistencia seca mediana cuando al apretar un trozo entre los dedos éste puede reducirse a polvo solo con un gran esfuerzo. Los fragmentos de muy alta resistencia no pueden ser fracturados, mientras que los de resistencia muy baja se desintegran muy fácilmente. Los fragmentos deben obtenerse moldeando una probeta cilíndrica de unos 2 a 3 cm de diámetro e igual altura, con una pasta de suelo con contenido de humedad cercano al límite líquido. Después que la probeta se ha dejado secar al aire, se rompe en pedazos y los fragmentos a examinar se seleccionan de la parte interior de aquélla.

Gráfico de las plasticidades

Se ha observado (A. Casagrande 1932a) que muchas de las propiedades de las arcillas y de los limos, como su resistencia seca, su compresibilidad, su reacción a un ensayo de sacudimiento y su consistencia cerca del límite plástico, pueden relacionarse con los límites de Atterberg por medio del *gráfico de las plasticidades* (fig. 7.2). En este gráfico, las ordenadas representan el índice plástico I_w y las abscisas el correspondiente límite líquido L_w .

El gráfico está dividido en seis regiones, tres de ellas situadas por encima de la línea A y las otras tres por debajo. El grupo al cual pertenece un suelo dado viene determinado por el nombre de la región que contiene el punto que representa los valores de L_w e I_w para dicho suelo. Todos los puntos que representan las arcillas inorgánicas están situados por encima de la línea A, mientras que todos los puntos que representan los limos inorgánicos están situados por debajo, de modo que si se sabe que un suelo es inorgánico puede ser clasificado con el simple conocimiento de los valores de I_w y L_w . Sin embargo, los puntos que representan las arcillas orgánicas están normalmente situados en la misma región que les corresponde

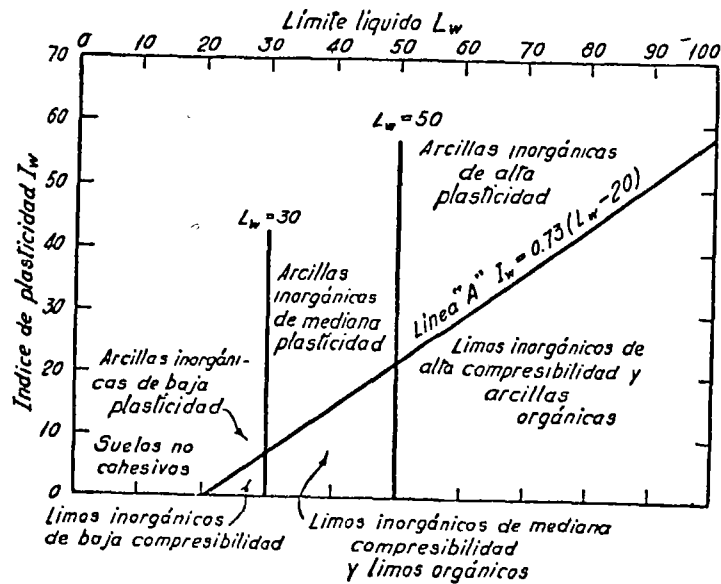


Fig. 7.2. Gráfico de las plasticidades (según A. Casagrande).

a los limos inorgánicos de alta compresibilidad, y los puntos que representan los limos orgánicos en la zona de los limos inorgánicos medianamente compresibles, pero este inconveniente es en general fácilmente salvable, ya que los suelos orgánicos se distinguen por su olor característico y por ser además de colores oscuros. En casos de duda, se debe determinar el límite líquido del material fresco y además el que le corresponde después de secado a estufa. Si el secado a estufa disminuye el valor del límite líquido en un 30% o más, el suelo puede usualmente ser clasificado como orgánico, aun cuando en algunos casos otros componentes, como el mineral arcilloso halloysita, se caracterizan también por bajar el límite líquido.

Además, si un suelo inorgánico y otro orgánico están representados en la figura 7.2 por el mismo punto, la resistencia del material seco es muy superior en el caso del suelo orgánico que en el inorgánico.

La experiencia ha demostrado que los puntos que representan los resultados obtenidos de diferentes muestras de un mismo estrato de suelo definen una línea recta aproximadamente paralela a la línea A, y que, a medida que aumenta el límite líquido de las muestras, aumenta también su plasticidad y su compresibilidad*.

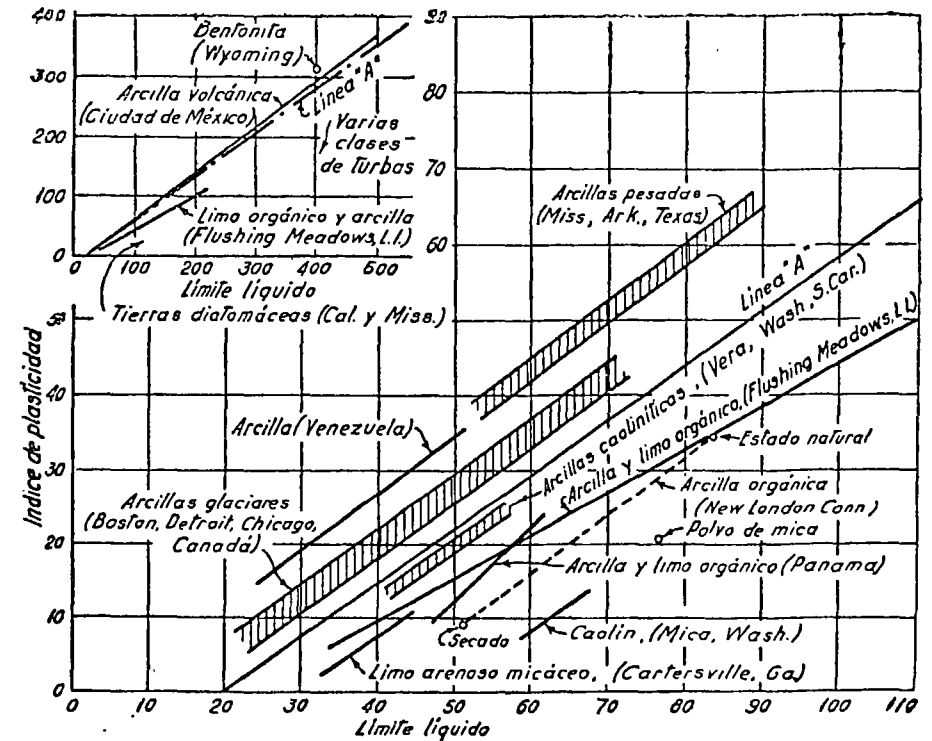


Fig. 7.3. Relación entre límite líquido e índice plástico para suelos típicos (según A. Casagrande).

La resistencia del suelo seco en el caso de las arcillas situadas por encima de la línea A aumenta de mediana, para muestras con límite líquido menor de 30, a muy alta para muestras con límite líquido superior a 100. Por el contrario, si la línea que representa un estrato está situada muy por debajo de A, la resistencia de los suelos secos con límite líquido menor de 50 es muy baja y solo llega a ser mediana para materiales con límites líquidos del orden de 100 por ciento. Estas relaciones indican entonces que la resistencia de suelos inorgánicos secos de diferentes localidades y que

* Debe entenderse que de dos suelos idénticos en todos los demás aspectos y con igual relación inicial de vacíos es más compresible aquel que tiene mayor límite líquido (N. del T.)

tienen el mismo límite líquido aumenta en forma general con el índice de plasticidad.

La figura 7.3 muestra la ubicación, dentro del gráfico de las plasticidades, de varios tipos de arcillas bien definidas.

Las muestras que se requieren para efectuar los límites de Atterberg no necesitan ser inalteradas, pero a pesar de ello y del estado aún elemental de nuestro conocimiento de las propiedades de los suelos, de dichos ensayos se pueden derivar una cantidad de datos esenciales. Por ello, la investigación de relaciones estadísticas entre los límites de Atterberg y las otras propiedades físicas de los suelos cohesivos constituye uno de los campos más promisorios para el avance del conocimiento de la física del suelo, ya que toda nueva relación bien establecida aumenta la extensión de las conclusiones que pueden derivarse de los resultados de dichos ensayos. Las figuras 13.6 y 14.3 muestran dos relaciones útiles de este tipo.

Lecturas seleccionadas

El estudio clásico de los límites de Atterberg para propósitos de la ingeniería se debe a A. Casagrande: "Research on the Atterberg limits of soils", *Public Roads* (1932a) vol. 13, págs. 121 a 136.

ART. 8 CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

Importancia práctica de la clasificación de los suelos

Desde el instante mismo en que las propiedades físicas de los suelos se tornaron en un motivo de interés, se ha querido, con frecuencia, correlacionar los resultados de simples ensayos de clasificación con las constantes del suelo necesarias para resolver los problemas de la práctica. La mayoría de estas correlaciones se remiten a las características granulométricas. No obstante, los intentos para fundamentar sistemas de clasificación exclusivamente en la granulometría jamás han conducido a resultados satisfactorios. Así, por ejemplo, las tentativas efectuadas para determinar el coeficiente de permeabilidad de los suelos partiendo de los resultados del análisis mecánico han fracasado porque la permeabilidad depende, en gran parte, de la forma de los granos, la cual puede ser muy diferente aun para suelos que tengan granulometrías idénticas. Además, es generalmente más económico y más exacto realizar un ensayo de permeabilidad que efectuar un análisis mecánico.

Asimismo, se ha sostenido que la fricción interna de las arenas bien graduadas compactadas es mayor que la que corresponde a arenas uniformes en la misma condición. Si bien hay evidencias prácticas, por determinaciones efectuadas *in situ*, que indican que esta aseveración quizá sea correcta, hay que recordar que el ángulo de fricción interna de una arena (véase artículo 17) depende no solo de las características granulométricas sino también de la forma de los granos y de la rugosidad de sus superficies. Así, por ejemplo, los ángulos de fricción interna de dos arenas de granulometrías idénticas pueden ser muy diferentes. La verdad es que hasta el presente

no se ha obtenido ninguna relación bien definida entre granulometría y ángulo de fricción interna. Los ensayos ejecutados para correlacionar las características granulométricas de los suelos finos, como los limos y las arcillas, con la fricción interna, han sido aún menos felices. La causa de estos fracasos viene ilustrada en la figura 8.1.

La curva gruesa superior de la figura 8.1 representa lo que se conoce como la *curva de frecuencia granulométrica* de las arcillas glaciares del sudeste de Canadá, dibujada sobre abscisas que representan los logaritmos del tamaño de los granos. El área de la faja rayada situada entre dos tamaños cualesquiera, por ejemplo 2 micrones y 1 micrón, representa el porcentaje de partículas de suelo comprendidas entre esos dos tamaños que existe en el peso total de arcilla seca. El diagrama indica que la fracción macroscópica (mayor de 0,06 milímetros) se compone esencialmente de cuarzo, como ocurre en la mayoría de las arcillas. La fracción microscópica (0,06 a 0,002 milímetros) consta en parte de cuarzo y calcita, y en parte de escamas de mica. El contenido de mica de esta fracción es muy diferente para las dis-

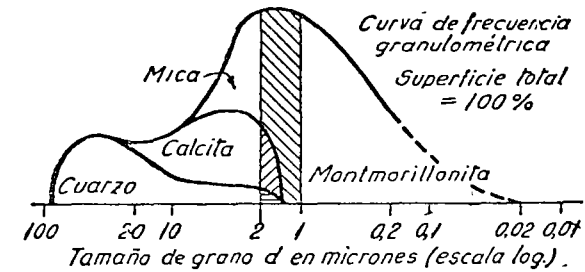


Fig. 8.1. Granulometría y composición mineralógica de una arcilla glacial marina (según R. E. Grim).

tintas arcillas y tiene influencia decisiva sobre la compresibilidad y otras propiedades del material. En el caso en consideración, la fracción coloidal (menor de 0,002 milímetros) se compone casi exclusivamente de montmorillonita, pero en otras arcillas puede estar formada de caolinitas o ilitas o mezclas de éstas. Como las propiedades físicas de una arcilla dependen en gran parte del tipo de mineral arcilloso que predomina en la fracción coloidal y de las sustancias presentes en sus capas de adsorción (artículo 4), se ve que dos arcillas granulométricamente idénticas pueden ser muy distintas en otros aspectos.

A causa de estas circunstancias, solo en el caso de suelos de una misma categoría y del mismo origen geológico —por ejemplo, todas las arcillas y todas las arenas ubicadas en zonas limitadas—, se han podido establecer relaciones estadísticas bien definidas entre la granulometría y las propiedades físicas de los suelos, como su fricción interna. En tales regiones la granulometría puede ser y es utilizada como elemento de juicio para apreciar las propiedades significativas de los suelos, pero su extensión fuera de los

límites indicados no es aconsejable, pues se corre el riesgo de cometer errores importantes.

Como las propiedades de los suelos de granos finos se pueden relacionar de una manera general con su plasticidad, es preferible fundamentar su clasificación en los límites de Atterberg que hacerlo en función de la granulometría. La clasificación de los suelos mixtos que contienen tanto fracciones gruesas como finas debe basarse no solo en las características granulométricas de la fracción gruesa sino también en la plasticidad de las fracciones finas y muy finas.

Clasificación basada en la granulometría

A pesar de sus limitaciones, las clasificaciones de suelos basadas en las características granulométricas tienen amplio uso, especialmente para descripciones generales o preliminares. En estos tipos de clasificación se acostumbra asignarles nombres de suelos, tal como "limo" o "arcilla", a las diferentes fracciones granulométricas. Las convenciones más ampliamente aceptadas se muestran en forma gráfica en la figura 8.2. Desde un punto

Tamaño de la partícula D	Milímetros (mm)		Micrones, $1\mu = 10^{-3} \text{ mm}$			Milimicrones, $1\mu\mu = 10^{-6} \text{ mm}$		
	100	50	1000	100	10	1000	100	10
Bureau of Soils 1890-95	Grava		Arena			Limo		Arcilla ¹
			0,05			0,005 mm		
Atterberg 1905	Grava		Arena gruesa		Arenalina (M _a)	Limo		Arcilla
			2,0		0,2	0,02		0,002 mm
M.I.T. 1931 (recomendado)	Grava		Arena		Limo		Arcilla	
			2,0		0,05		0,002 mm	
Descripción	Macrosópica			Microscópica		Submicrosc.		
	Muy grueso		Grueso	Fino		Muy fino	Coloidal	
Log D (mm)	-	0	1	2	3	4	5	6

Dispersión molecular
Molécula de agua, diám. 0,4 pp

¹ El límite superior del tamaño arcilla se cambió en 1935 de 0,005 mm a 0,002 mm. Sin embargo, algunas organizaciones técnicas retienen todavía, el valor original de 0,005 mm.

Fig. 8.2. Clasificación de suelos basada en la granulometría.

de vista ingenieril, la clasificación del M.I.T. es preferible a las otras (Glossop y Skempton, 1945). En muchos casos, los informes con respecto a la calidad del suelo y a su comportamiento no incluyen más que el análisis granulométrico de la fracción gruesa y el porcentaje del total que pasa el tamiz 200, que abarca todas las partículas menores de 0,074 milímetros. La partícula de tamaño 0,074 milímetros es un poco mayor de 0,06 milímetros, que en la clasificación M.I.T., separa la arena fina del limo.

Todo sistema de clasificación basado solamente en la granulometría puede conducir a errores, pues las propiedades físicas de la fracción más fina de los suelos dependen de otros factores ajenos al tamaño de los granos (véase artículo 4). Por ejemplo, en función de cualquiera de las convenciones comúnmente aceptadas que indica la figura 8.2, un suelo formado de granos de cuarzo de tamaño coloidal debería ser clasificado como arcilla, cuando en realidad no tiene el más remoto parecido con dicho material. Por eso si los términos "limo" o "arcilla" son utilizados para indicar tamaños de partículas deben ir acompañados de la palabra "tamaño" en expresiones tales como "partículas de tamaño de arcilla". Además, como las clasificaciones granulométricas no han sido aún normalizadas, dichas expresiones deben ir acompañadas de valores numéricos que indiquen los límites del tamaño de las partículas que abarcan.

Salvo pocas excepciones, los suelos naturales consisten en una mezcla de dos o más fracciones granulométricas, de modo que, en función de su

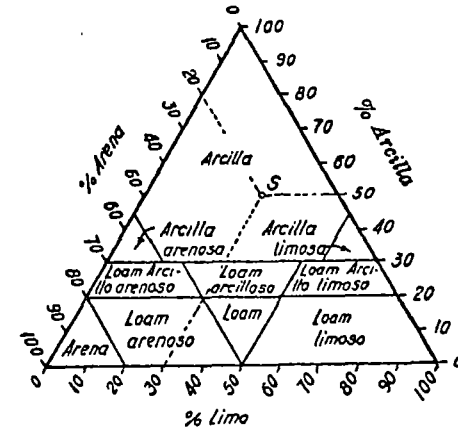


Fig. 8.3. Gráfico del Public Roads para la clasificación de suelos.

granulometría, un suelo natural puede identificarse con los nombres de sus componentes principales, tales como "arcilla limosa" o "limo arenoso", o bien se le puede asignar un símbolo que lo identifique con una de varias mezclas normales de las distintas fracciones granulométricas.

La identificación de los suelos por medio de los nombres de sus elementos principales se simplifica con el uso de diagramas, como el adoptado por el Bureau of Public Roads, figura 8.3 (Rose, 1924), en el cual cada uno de los tres ejes coordenados sirve para representar una de las tres fracciones granulométricas: arena, limo y arcilla. El diagrama está dividido en zonas y a cada zona se le asigna un nombre. Las tres coordenadas de un punto representan los porcentajes de las tres fracciones presentes en un suelo cualquiera y determinan la zona a la cual pertenece. Por ejemplo, un suelo mixto, compuesto de 20 por ciento de arena, 30 por ciento de limo y 50

por ciento de arcilla, viene representado por el punto S y es clasificado como arcilla.

La identificación de un suelo dado, por comparación con mezclas normales, puede efectuarse rápidamente por medio de curvas granulométricas tipo dibujadas en papel transparente en un gráfico tipo. En dicho gráfico, cada curva granulométrica lleva un símbolo de identificación. Para clasificar un suelo real, se coloca el gráfico tipo sobre el papel en que ha sido dibujada la curva granulométrica y se le da al suelo el símbolo de la curva tipo que más se parece al mismo.

Sistema unificado de clasificación de suelos

La naturaleza poco satisfactoria de la mayoría de los sistemas de clasificación condujo a una revisión crítica del problema (A. Casagrande, 1948) y a la proposición del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, el que fue adoptado por el cuerpo de ingenieros del ejército de Estados Unidos, por el U.S. Bureau of Reclamation y subsecuentemente por muchas otras organizaciones de aquel país y del resto del mundo (U.S.B.R., 1963).

Según este sistema, los suelos se dividen en tres grupos principales: de grano grueso, de grano fino y altamente orgánico (suelos-turbas).

Los suelos-turbas se reconocen fácilmente por las características anotadas en el artículo 2. Para separar los suelos de granos gruesos de los de granos finos se adopta el tamiz 200 (0,074 mm). En el terreno, la separación se realiza observando si las partículas individuales pueden o no ser distinguidas a simple vista. Si se juzga que más del 50 % en peso del suelo consiste en granos que pueden distinguirse separadamente, aquél se considera de grano grueso.

Los suelos de granos gruesos se dividen en gravas (G) y arenas (S) según tengan más o menos del 50 % de granos visibles retenidos en el tamiz N° 4 (mayores de 1 mm). A su vez, cada uno de estos tipos de suelos se divide en cuatro grupos:

- W: bien graduados (coeficiente de uniformidad $U > 4$); limpios ($< 5\%$ que pasa el tamiz 200; partículas menores de 0,074 mm).
- P: pobremente graduados (con granulometría discontinua, o $U < 4$ para gravas ó 6 para arena); limpios ($< 5\%$ de partículas menores de 0,074 mm).
- C: bien graduados; sucios ($> 12\%$ de partículas menores de 0,074 mm); finos arcillosos o plásticos ($I_w > 7$, ubicado por encima de la línea A en el gráfico de las plasticidades).
- F: pobremente graduados; sucios ($> 12\%$ de partículas menores de 0,074 mm); finos limosos o no plásticos ($I_w < 4$, ubicado por debajo de la línea A en el gráfico de las plasticidades).

Según su composición, estos tipos de suelos se representan con símbolos como GW y SP. Para los materiales límites se utilizan símbolos dobles, como GW-GP.

Los suelos de granos finos se dividen en tres grupos: limos inorgánicos (M), arcillas inorgánicas (C) y limos y arcillas orgánicos (O). Cada uno de ellos se subdivide a su vez en los que tienen límites líquidos menor de 50 % (L) o mayor de 50 % (H).

La distinción entre las arcillas inorgánicas C, los limos inorgánicos M y los suelos orgánicos O se realiza con el gráfico de las plasticidades modificado (fig. 8.4). Los suelos CH y CL se representan por puntos situados encima de la línea A, mientras que a los suelos OH, OL y MH les corresponden puntos por debajo de ésta. En cuanto a los suelos ML, exceptuando algunas pocas arenas finas arcillosas, también vienen representados por puntos situados debajo de la línea A.

Los suelos orgánicos O se distinguen de los inorgánicos M y C por su olor característico y su color oscuro o, en casos dudosos, por la influencia que el secado a estufa ejerce sobre el límite líquido (artículo 7).

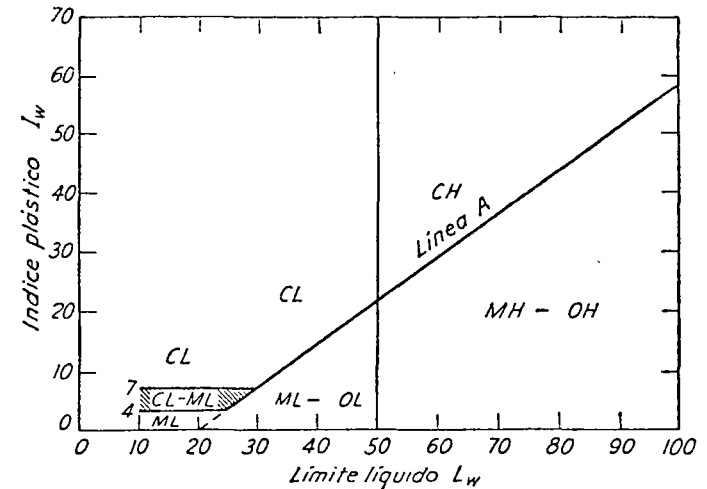


Fig. 8.4. Gráfico modificado de la plasticidad, adaptado para ser utilizado con la clasificación unificada de suelos. Los suelos que se ubican en la zona sombreada se consideran suelos límites y se identifican usando dos símbolos (según U. S. Bureau of Reclamation, 1963).

En el terreno, los suelos de granos finos se pueden diferenciar por su resistencia seca, por su reacción ante un ensayo de sacudimiento o por su rigidez cuando la humedad está cerca del límite plástico (artículo 7). Las características pertinentes se indican en la Tabla 8.1. Los materiales límites se representan con un símbolo doble, como CL-ML.

El Sistema Unificado permite una clasificación digna de confianza sobre la base de algunos ensayos de laboratorio poco costosos. Con experiencia, también provee una base práctica para la clasificación visual en el terreno. Como todos los procedimientos basados en la granulometría o en las propiedades de los suelos amasados, no alcanza a tomar en consideración las características de los materiales intactos como se presentan en la naturaleza. Por

ello en la descripción de las propiedades ingenieriles de las masas o depósitos de suelos solo puede servir como punto de partida.

Tabla 8.1

Clasificación de suelos de granos finos. Sistema de clasificación unificado

Grupo	Resistencia seca	Reacción al ensayo de sacudimiento	Rigidez en el límite plástico
ML	ninguna o muy baja	rápida a lenta	nula
CL	mediana a alta	nula o muy lenta	mediana
OL	muy baja a mediana	lenta	pequeña
MH	muy baja a mediana	lenta a nula	pequeña a mediana
CH	alta a muy alta	nula	alta
OH	mediana a alta	nula a muy lenta	pequeña a mediana

Lecturas seleccionadas

El estudio definitivo de la clasificación de suelos como el de las bases para el Sistema de Clasificación Unificada de los Suelos están contenidos en Casagrande A.: "Classification and identification of soils", *Trans. ASCE*, (1948), vol. 113, págs. 901-992.

ART. 9 REQUERIMIENTOS MÍNIMOS PARA UNA DESCRIPCIÓN ADECUADA DE LOS SUELOS

En el artículo 8 se describieron procedimientos adecuados para dividir los suelos en varios grandes grupos en función del tamaño de sus granos y su plasticidad. Si el ingeniero conoce el grupo al cual un suelo dado pertenece, conoce en forma muy general las características físicas más importantes del suelo en cuestión. Sin embargo, cada grupo incluye suelos con una gran variedad de propiedades y como, además, un suelo determinado puede presentarse en el terreno en formas muy diversas, a fin de poder efectuar una distinción más precisa entre los distintos miembros de un mismo grupo o los diferentes estados de un mismo suelo, es necesario recurrir a datos suplementarios. A este efecto se pueden aplicar dos métodos: subdividir cada grupo principal, o bien agregar al nombre del grupo los valores numéricos de las propiedades índice que le correspondan.

El primero de estos procedimientos resulta adecuado para clasificar suelos situados dentro de zonas limitadas, en las cuales el número de suelos diferentes, y de los estados de un mismo suelo, es reducido. Por ello, el método es utilizado extensamente y con grandes ventajas por organizaciones locales, tales como los departamentos de caminos estatales de los Estados Unidos. Sin embargo, las proposiciones para establecer un procedimiento universal de clasificación de suelos sobre esta base tienen muy pocas probabilidades de éxito, ya que la terminología a utilizar sería tan compleja que inevitablemente llevaría a la confusión.

Por el contrario, el segundo procedimiento puede utilizarse en forma ventajosa en todas las circunstancias, siempre que el ingeniero elija aquellas

propiedades índice que son indicativas de las características físicas esenciales del suelo. A este efecto, la tabla 9.1 sintetiza las propiedades que se requieren para la identificación adecuada de los varios tipos de suelos que fueron descritos en el artículo 2. Después que el ingeniero ha establecido el tipo de suelo que tiene entre manos, la tabla 9.1 le indica los ensayos que debe realizar y que le servirán de norma para distinguir los diferentes suelos de igual tipo.

Con excepción de las morenas y las turbas, todos los suelos indicados en la tabla 9.1 constan exclusivamente de granos gruesos, tales como la arena y la grava, o exclusivamente de granos finos, del tamaño de las partículas de limo y de arcilla. Los suelos que consisten en una mezcla de granos gruesos y finos se consideran como compuestos. Para describir un suelo compuesto es necesario determinar primero la relación de vacíos e del suelo natural, su contenido de humedad w y su granulometría. Se divide luego el suelo en dos partes, una que contiene los granos mayores de unos 0,07 mm (retenidos por la malla del tamiz 200) y la otra formada por el resto. A la primera se la somete a los ensayos de clasificación prescritos para la arena y la grava, y a la segunda a los que corresponden a los limos y arcillas.

Si con los suelos presentes en una obra dada se efectúan ensayos que no son los indicados en la tabla 9.1, los resultados de dichos ensayos deben ser también incluidos en el informe correspondiente. Como los estratos de suelo raramente son homogéneos, aun los aparentemente homogéneos no pueden ser descritos en forma adecuada, a menos que se hayan determinado las propiedades índice de varias muestras. El informe debe también contener un relato breve de lo que se conozca con respecto a la historia geológica del estrato.

La mayoría de las grandes organizaciones técnicas de ingenieros, tales como las reparticiones dedicadas a caminos o a obras hidráulicas, poseen laboratorios en los cuales los ensayos de clasificación se efectúan normalmente como función de rutina. Estos ensayos tienen tanta importancia que debieran también ser efectuados por todo ingeniero dedicado a la mecánica de los suelos, pues su realización lo familiariza con las propiedades de los suelos con los que trabaja, aumentando mucho el valor de sus observaciones en el terreno.

Después que un ingeniero haya ensayado personalmente varias docenas de muestras de suelo de una localidad dada, llegará un momento en que podrá estimar las propiedades de dichos suelos sin necesidad de ensayo alguno. Adquirirá también la habilidad de diferenciar distintos suelos o estados de un mismo suelo que previamente había considerado idénticos.

Todo ingeniero debiera desarrollar el hábito de expresar su opinión sobre la plasticidad y granulometría de los suelos que examina, por medio de valores numéricos, más bien que por medio de adjetivos. La granulometría de una arena debe ser expresada por el valor estimado de su coeficiente de uniformidad $U = D_{60}/D_{10}$ (artículo 5), y no por las palabras "bien graduada" o "pobremente graduada". El grado de plasticidad debe indicarse por el valor estimado de su índice de plasticidad I_p (artículo 7), y no por las palabras "vestigios de plasticidad" o "muy plástica". Este hábito es tan

Tabla 9.1

Datos requeridos para la identificación de los suelos

Tipo de suelo	Información General				Resultados de los ensayos de clasificación													
	Color	Olor ²	Textura ³	Dilatancia ⁴	Propiedades de los granos ⁵	Resistencia del suelo seco ⁶	Relación natural de vacíos e ⁷	Contenido natural de humedad w	Peso unitario en estado natural	Peso unitario del suelo secado a estufa Y ₄₁	Resistencia a la compresión simple q _s	Sensibilidad Sf ⁸	Relación de vacíos máxima e _{max} ⁹	Relación de vacíos mínima e _{min} ¹⁰	Límite líquido L _w ¹¹	Límite plástico P _w ¹²	Análisis granulométrico ¹³	Contenido de carbonato ¹⁴
Greda ¹⁵	x	-	x	-	x	-	x	x	x	-	x	-	-	-	x	x	x	x
Arena, grava, ripio ..	x	-	-	-	x	-	x	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	-
Limo inorgánico ..	x	-	x	x	-	x	-	x	x	x	x	-	-	-	x	x	x	x
Limo orgánico	x	x	x	x	-	x	-	x	x	x	x	x	-	-	x	x	x	x
Arcilla	x	-	x	-	-	x	-	x	x	x	x	-	-	-	x	x	-	x
Arcilla orgánica ...	x	x	x	-	-	x	-	x	x	x	x	-	-	-	x	x	-	x
Turba	x	-	x	x	-	-	-	x	x	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Morena	x	-	-	-	x	-	x	x	x	-	-	-	x	x	-	-	x	-
Tufa de granos finos	x	-	x	-	-	x	-	x	x	x	x	-	-	-	x	x	x	-
Loess ¹⁶	x	-	x	x	-	x	x	x	x	x	-	-	x	x	x	x	x	x
Loess modificado ..	x	-	x	x	-	x	x	x	x	x	-	-	x	x	x	x	x	x
Marga	x	-	x	x	-	x	-	x	x	x	x	-	-	-	x	x	x	x
Tosca	x	-	x	-	-	-	x	x	x	-	x	-	-	-	x	x	-	x

¹ Si no se disponen muestras inalteradas o en tubos, utilícense las muestras obtenidas en cuchara normal (véase artículo 44).

² Si el olor es muy débil, calentar un poco la muestra: el calor lo intensifica.

³ Describa el aspecto de la fractura fresca de una muestra inalterada (granular, opaca, brillante, suave). Frote luego una pequeña cantidad de suelo entre los dedos y describa la sensación que le produce (harinosa, suave, arenosa, áspera). Si las muestras grandes se rompen fácilmente en fragmentos menores, describa el aspecto de las paredes de las fisuras (opacas, brillantes) y distancia media entre fisuras.

⁴ Realice un ensayo de sacudimiento, página 6. Describa sus resultados (intenso, débil, nulo), según la intensidad de los fenómenos observados.

⁵ Describa la forma (angular, roma, redondeada, bien redondeada) y las características mineralógicas de las partículas macroscópicas únicamente. Las características mineralógicas se refieren a los tipos de rocas y minerales presentes en los granos y que pueden identificarse en un examen con la lupa. Describa los fragmentos de roca (fresca, algo descompuesta o muy descompuesta: dura o friable). Si una arena contiene escamas

importante que debiera ser promovido desde un principio por el profesor en la clase, pues el uso de valores numéricos evita interpretaciones erróneas y es un incentivo para controlar periódicamente el grado de exactitud de las estimaciones. Sin dicho control, la habilidad para estimar las propiedades puede perderse poco a poco, inadvertidamente.

de mica, indique su porcentaje (poco, moderadamente o muy micáceo). Tratándose de turba, las propiedades de los granos se refieren al tipo y estado de preservación de los remanentes visibles de plantas, tales como fibras, ramitas y hojas.

⁶ Rompa por compresión un fragmento de suelo seco entre los dedos e indique su dureza (muy baja, baja, mediana, alta o muy alta).

⁷ Si no se han obtenido muestras inalteradas, sustitúyase por ensayo de penetración normal (art. 44) u otro ensayo equivalente.

⁸ Aplíquese solo a arcillas y limo fino con un contenido de humedad mayor del límite plástico.

⁹ Prepare la muestra en la forma indicada en la pág. 25.

¹⁰ Determínese utilizando el método descrito en la pág. 25 para arenas o gravas; para otros materiales utilizando el método de Proctor, pág. 440 y siguientes.

¹¹ Si se sospecha que el suelo puede ser orgánico, determine el límite líquido del material fresco y, después, del mismo material secado a estufa a 105°C.

¹² Además del valor numérico del límite plástico, indique si los cilindritos eran duros, firmes, medianos o débiles.

¹³ Presente los resultados en la forma de un gráfico semilogarítmico, o bien por medio de los valores D₁₀ y $U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ (art. 5) acompañados de adjetivos que indiquen el tipo de curva granulométrica (véase figura 5.2).

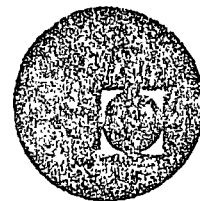
¹⁴ El contenido de carbonato puede establecerse humedeciendo el material seco con HCl. Describa el resultado del ensayo (fuerte, débil o ninguna efervescencia).

¹⁵ A los datos sobre la textura, agregue una descripción de la apariencia general, la estructura y el grado de cohesión de trozos de suelo fresco y del mismo suelo después de su inmersión en agua.

¹⁶ A los datos sobre la textura, agregue una descripción de la estructura macroscópica del loess, en especial de diámetro y distancia entre agujeros de raíces.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE CIMENTACIONES

CALCULO DE ESFUERZOS VERTICALES

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.

APENDICE A

COEFICIENTES DE INFLUENCIA PARA TENSIONES VERTICALES EN SOLIDOS ELASTICOS SEMIINFINITOS DEBIDAS A CARGAS SUPERFICIALES

1. Carga concentrada. — La tensión normal vertical σ_z en un punto ubicado a una profundidad z debajo de la superficie del sólido, a una distancia horizontal r del punto de aplicación de una carga concentrada Q (Fig. 118a), está dada por la ecuación

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

en la que

$$I_\sigma = \frac{3}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{3/2}. \quad 136(5)$$

La tabla siguiente contiene los valores de I_σ para distintos valores de r/z .

TABLA I¹

r/z	I_σ	r/z	I_σ	r/z	I_σ	r/z	I_σ
0,00	0,4775	0,40	0,3294	0,80	0,1386	1,20	0,0513
1	0,4773	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	0,1037	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

¹ G. Gilboy (1933): Influence Tables for Solution of Boussinesq Equation. In « Earth and Foundations », Progress Report of Special Committee; Proc. Am. Soc. C. E., Vol. 59, p. 781.

TABLA I (Continuación)

r/z	I_σ	r/z	I_σ	r/z	I_σ	r/z	I_σ
1,60	0,0200	2,00	0,0085	2,40	0,0040	2,80	0,0021
1	0,0195	1	0,0084	1	0,0040	1	0,0020
2	0,0191	2	0,0082	2	0,0039	2	0,0020
3	0,0187	3	0,0081	3	0,0038	3	0,0020
4	0,0183	4	0,0079	4	0,0038	4	0,0019
5	0,0179	5	0,0078	5	0,0037	5	0,0019
6	0,0175	6	0,0076	6	0,0036	6	0,0019
7	0,0171	7	0,0075	7	0,0036	7	0,0019
8	0,0167	8	0,0073	8	0,0035	8	0,0018
9	0,0163	9	0,0072	9	0,0034	9	0,0018
1,70	0,0160	2,10	0,0070	2,50	0,0034	2,90	0,0018
1	0,0157	1	0,0069	1	0,0033	1	0,0017
2	0,0153	2	0,0068	2	0,0033	2	0,0017
3	0,0150	3	0,0066	3	0,0032	3	0,0017
4	0,0147	4	0,0065	4	0,0032	4	0,0017
5	0,0144	5	0,0064	5	0,0031	5	0,0016
6	0,0141	6	0,0063	6	0,0031	6	0,0016
7	0,0138	7	0,0062	7	0,0030	7	0,0016
8	0,0135	8	0,0060	8	0,0030	8	0,0016
9	0,0132	9	0,0059	9	0,0029	9	0,0015
1,80	0,0129	2,20	0,0058	2,60	0,0029	3,00	0,0015
1	0,0126	1	0,0057	1	0,0028	1	0,0015
2	0,0124	2	0,0056	2	0,0028	2	0,0015
3	0,0121	3	0,0055	3	0,0027	3	0,0014
4	0,0119	4	0,0054	4	0,0027	4	0,0014
5	0,0116	5	0,0053	5	0,0026	5	0,0014
6	0,0114	6	0,0052	6	0,0026	6	0,0014
7	0,0112	7	0,0051	7	0,0025	7	0,0014
8	0,0109	8	0,0050	8	0,0025	8	0,0013
9	0,0107	9	0,0049	9	0,0025	9	0,0013
1,90	0,0105	2,30	0,0048	2,70	0,0024	3,10	0,0013
1	0,0103	1	0,0047	1	0,0024	1	0,0013
2	0,0101	2	0,0047	2	0,0023	2	0,0013
3	0,0099	3	0,0046	3	0,0023	3	0,0012
4	0,0097	4	0,0045	4	0,0023	4	0,0012
5	0,0095	5	0,0044	5	0,0022	5	0,0012
6	0,0093	6	0,0043	6	0,0022	6	0,0012
7	0,0091	7	0,0043	7	0,0022	7	0,0012
8	0,0089	8	0,0042	8	0,0021	8	0,0012
9	0,0087	9	0,0041	9	0,0021	9	0,0011

TABLA I (Continuación)

r/z	I_σ	r/z	I_σ	r/z	I
3,20	0,0011	3,40	0,0009	3,75	} 0,0005
1	0,0011	1	0,0008	a	
2	0,0011	2	0,0008	3,90	} 0,0004
3	0,0011	3	0,0008	a	
4	0,0011	4	0,0008	3,91	} 0,0003
5	0,0011	5	0,0008	a	
6	0,0010	6	0,0008	4,12	} 0,0002
7	0,0010	7	0,0008	a	
8	0,0010	8	0,0008	4,13	} 0,0001
9	0,0010	9	0,0008	a	
3,30	0,0010	3,50	0,0007	4,44	} 0,0002
1	0,0009	a		a	
2	0,0009	3,61	0,0006	4,90	} 0,0001
3	0,0009	a		a	
4	0,0009	3,62	0,0006	4,91	} 0,0001
5	0,0009	a		a	
6	0,0009	3,74	0,0009	6,15	} 0,0001
7	0,0009	a		a	
8	0,0009				
9	0,0009				

2. Carga uniformemente distribuida sobre un área rectangular. — Si B es el ancho y L la longitud de un área rectangular que soporta una carga q por unidad de área, la tensión normal vertical en un punto N (Fig. 120a), a una profundidad z debajo de una de sus esquinas, es igual a

$$\Delta\sigma_z = qI_\sigma.$$

El coeficiente de influencia I_σ está determinado por la ecuación

$$I_\sigma = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \cdot \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \operatorname{tg}^{-1} \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1-m^2n^2} \right], \quad 136(8)$$

en la que

$$m = \frac{B}{z} \quad \text{y} \quad n = \frac{L}{z}.$$

Los valores de I_σ para valores dados de m y n pueden determinarse con la gráfica de la Lámina I que ha sido preparada por R. E. Fadum. Estos valores también figuran en la tabla siguiente.

Tabla II¹

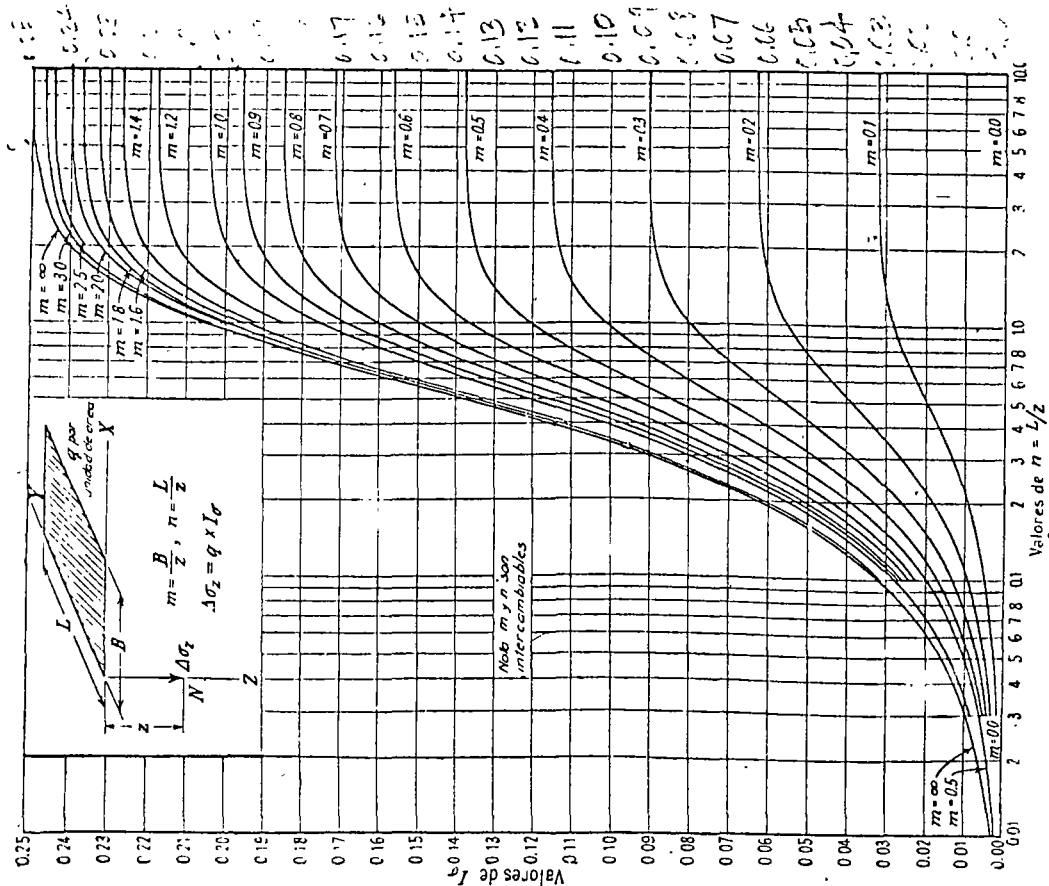
m	n											
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4
0,1	0,00470	0,00917	0,01323	0,01678	0,01978	0,02223	0,02420	0,02576	0,02698	0,02794	0,02926	0,03007
0,2	0,00917	0,01790	0,02585	0,03280	0,03866	0,04348	0,04735	0,05042	0,05283	0,05471	0,05733	0,05894
0,3	0,01323	0,02585	0,03735	0,04742	0,05593	0,06294	0,06858	0,07308	0,07661	0,07938	0,08323	0,08561
0,4	0,01678	0,03280	0,04742	0,06024	0,07111	0,08009	0,08734	0,09314	0,09770	0,10129	0,10631	0,10941
0,5	0,01978	0,03866	0,05593	0,07111	0,08403	0,09473	0,10340	0,11035	0,11584	0,12018	0,12626	0,13003
0,6	0,02223	0,04348	0,06294	0,08009	0,09473	0,10688	0,11679	0,12474	0,13105	0,13605	0,14309	0,14749
0,7	0,02420	0,04735	0,06858	0,08734	0,10340	0,11679	0,12772	0,13653	0,14356	0,14914	0,15703	0,16199
0,8	0,02576	0,05042	0,07308	0,09314	0,11035	0,12474	0,13653	0,14607	0,15371	0,15978	0,16843	0,17389
0,9	0,02698	0,05283	0,07661	0,09770	0,11584	0,13105	0,14356	0,15371	0,16185	0,16835	0,17766	0,18357
1,0	0,02794	0,05471	0,07938	0,10129	0,12018	0,13605	0,14914	0,15978	0,16835	0,17522	0,18508	0,19139
1,2	0,02926	0,05733	0,08323	0,10631	0,12626	0,14309	0,15703	0,16843	0,17766	0,18508	0,19584	0,20278
1,4	0,03007	0,05894	0,08561	0,10941	0,13003	0,14749	0,16199	0,17389	0,18357	0,19139	0,20278	0,21020
1,6	0,03058	0,05994	0,08709	0,11135	0,13241	0,15028	0,16515	0,17739	0,18737	0,19546	0,20731	0,21510
1,8	0,03090	0,06058	0,08804	0,11260	0,13395	0,15207	0,16720	0,17967	0,18986	0,19814	0,21032	0,21836
2,0	0,03111	0,06100	0,08867	0,11342	0,13496	0,15326	0,16856	0,18119	0,19152	0,19994	0,21235	0,22058
2,5	0,03138	0,06155	0,08948	0,11450	0,13628	0,15483	0,17036	0,18321	0,19375	0,20236	0,21512	0,22364
3,0	0,03150	0,06178	0,08982	0,11495	0,13684	0,15550	0,17113	0,18407	0,19470	0,20341	0,21633	0,22499
4,0	0,03158	0,06194	0,09007	0,11527	0,13724	0,15598	0,17168	0,18469	0,19540	0,20417	0,21722	0,22600
5,0	0,03160	0,06199	0,09014	0,11537	0,13737	0,15612	0,17185	0,18488	0,19561	0,20440	0,21749	0,22632
6,0	0,03161	0,06201	0,09017	0,11541	0,13741	0,15617	0,17191	0,18496	0,19569	0,20449	0,21760	0,22644
8,0	0,03162	0,06202	0,09018	0,11543	0,13744	0,15621	0,17195	0,18500	0,19574	0,20455	0,21767	0,22652
10,0	0,03162	0,06202	0,09019	0,11544	0,13745	0,15622	0,17196	0,18502	0,19576	0,20457	0,21769	0,22654
∞	0,03162	0,06202	0,09019	0,11544	0,13745	0,15623	0,17197	0,18502	0,19577	0,20458	0,21770	0,22656

544
 APENDICE A

¹ N. M. Newmark (1935), Simplified Computation of Vertical Pressures in Elastic Foundations: Circ. 24, Eng. Exper. Sta., University of Illinois.

543

APENDICE A



I.A.1. — Gráfica para determinar el coeficiente de influencia para tensión normal vertical $\Delta\sigma_z$ en un punto N ubicado debajo de una esquina de un área rectangular uniformemente cargada.

3. Tensión normal vertical debajo del centro de un área circular uniformemente cargada. — La tensión normal vertical a una profundidad z debajo del centro de un área circular de radio R , soportando una carga q por unidad de área, es

$$\sigma_z = qI_\sigma,$$

en la que

$$I_\sigma = 1 - \left[\frac{1}{1 + (R/z)^2} \right]^{3/2}. \quad (136(4))$$

La tabla siguiente contiene los valores de I_σ para diferentes valores de R/z .

TABLA II (Continuación)

z	n										
	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0	∞
0,1	0,03058	0,03090	0,03111	0,03138	0,03150	0,03158	0,03160	0,03161	0,03162	0,03162	0,03162
0,2	0,05994	0,06058	0,06100	0,06155	0,06178	0,06194	0,06199	0,06201	0,06202	0,06202	0,06202
0,3	0,08700	0,08804	0,08867	0,08948	0,08982	0,09007	0,09014	0,09017	0,09018	0,09019	0,09019
0,4	0,11135	0,11260	0,11342	0,11450	0,11495	0,11527	0,11537	0,11541	0,11543	0,11544	0,11544
0,5	0,13241	0,13395	0,13496	0,13628	0,13684	0,13724	0,13737	0,13741	0,13744	0,13745	0,13745
0,6	0,15028	0,15207	0,15326	0,15483	0,15550	0,15598	0,15612	0,15617	0,15621	0,15622	0,15623
0,7	0,16515	0,16720	0,16856	0,17036	0,17113	0,17168	0,17185	0,17191	0,17195	0,17196	0,17197
0,8	0,17739	0,17967	0,18119	0,18321	0,18407	0,18469	0,18488	0,18496	0,18500	0,18502	0,18502
0,9	0,18737	0,18986	0,19152	0,19375	0,19470	0,19540	0,19561	0,19569	0,19574	0,19576	0,19577
1,0	0,19546	0,19814	0,19994	0,20236	0,20341	0,20417	0,20440	0,20449	0,20455	0,20457	0,20458
1,2	0,20731	0,21032	0,21235	0,21512	0,21633	0,21722	0,21749	0,21760	0,21767	0,21769	0,21770
1,4	0,21510	0,21836	0,22058	0,22364	0,22499	0,22600	0,22632	0,22644	0,22652	0,22654	0,22656
1,6	0,22025	0,22372	0,22610	0,22940	0,23088	0,23200	0,23236	0,23249	0,23258	0,23261	0,23263
1,8	0,22372	0,22736	0,22986	0,23334	0,23495	0,23617	0,23656	0,23671	0,23681	0,23684	0,23686
2,0	0,22610	0,22986	0,23247	0,23614	0,23782	0,23912	0,23954	0,23970	0,23981	0,23985	0,23987
2,5	0,22940	0,23334	0,23614	0,24010	0,24196	0,24344	0,24392	0,24412	0,24425	0,24429	0,24432
3,0	0,23088	0,23495	0,23782	0,24196	0,24394	0,24554	0,24608	0,24630	0,24646	0,24650	0,24654
4,0	0,23200	0,23617	0,23912	0,24344	0,24554	0,24729	0,24791	0,24817	0,24836	0,24842	0,24846
5,0	0,23236	0,23656	0,23954	0,24392	0,24608	0,24791	0,24857	0,24885	0,24907	0,24914	0,24919
6,0	0,23249	0,23671	0,23970	0,24412	0,24630	0,24817	0,24885	0,24916	0,24939	0,24946	0,24952
8,0	0,23258	0,23681	0,23981	0,24425	0,24646	0,24836	0,24907	0,24939	0,24964	0,24973	0,24980
10,0	0,23261	0,23684	0,23985	0,24429	0,24650	0,24842	0,24914	0,24946	0,24973	0,24981	0,24989
∞	0,23263	0,23686	0,23987	0,24432	0,24654	0,24846	0,24919	0,24952	0,24980	0,24989	0,25000

TABLA III¹

TABLA III (Continuación)

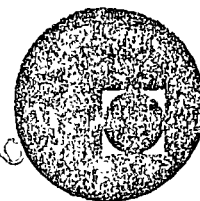
R/z	I _σ	R/z	I _σ	R/z	I _σ	R/z	I _σ
0,00	0,00000	0,40	0,19959	0,80	0,52386	1,20	0,73763
1	0,00015	1	0,20790	1	0,53079	1	0,74147
2	0,00060	2	0,21627	2	0,53763	2	0,74525
3	0,00135	3	0,22469	3	0,54439	3	0,74896
4	0,00240	4	0,23315	4	0,55106	4	0,75262
5	0,00374	5	0,24165	5	0,55766	5	0,75622
6	0,00538	6	0,25017	6	0,56416	6	0,75976
7	0,00731	7	0,25872	7	0,57058	7	0,76324
8	0,00952	8	0,26729	8	0,57692	8	0,76666
9	0,01203	9	0,27587	9	0,58317	9	0,77003
0,10	0,01481	0,50	0,28446	0,90	0,58934	1,30	0,77334
1	0,01788	1	0,29304	1	0,59542	1	0,77660
2	0,02122	2	0,30162	2	0,60142	2	0,77981
3	0,02483	3	0,31019	3	0,60734	3	0,78296
4	0,02870	4	0,31875	4	0,61317	4	0,78606
5	0,03283	5	0,32728	5	0,61892	5	0,78911
6	0,03721	6	0,33579	6	0,62459	6	0,79211
7	0,04184	7	0,34427	7	0,63018	7	0,79507
8	0,04670	8	0,35272	8	0,63568	8	0,79797
9	0,05181	9	0,36112	9	0,64110	9	0,80083
0,20	0,05713	0,60	0,36949	1,00	0,64645	1,40	0,80364
1	0,06268	1	0,37781	1	0,65171	1	0,80640
2	0,06844	2	0,38609	2	0,65690	2	0,80912
3	0,07441	3	0,39431	3	0,66200	3	0,81179
4	0,08057	4	0,40247	4	0,66703	4	0,81442
5	0,08692	5	0,41058	5	0,67198	5	0,81701
6	0,09346	6	0,41863	6	0,67686	6	0,81955
7	0,10017	7	0,42662	7	0,68166	7	0,82206
8	0,10704	8	0,43454	8	0,68639	8	0,82452
9	0,11408	9	0,44240	9	0,69104	9	0,82694
0,30	0,12126	0,60	0,45018	1,10	0,69562	1,50	0,82932
1	0,12859	1	0,45789	1	0,70013	1	0,83167
2	0,13605	2	0,46553	2	0,70457	2	0,83397
3	0,14363	3	0,47310	3	0,70894	3	0,83624
4	0,15133	4	0,48059	4	0,71324	4	0,83847
5	0,15915	5	0,48800	5	0,71747	5	0,84067
6	0,16706	6	0,49533	6	0,72163	6	0,84283
7	0,17507	7	0,50259	7	0,72573	7	0,84495
8	0,18317	8	0,50976	8	0,72976	8	0,84704
9	0,19134	9	0,51685	9	0,73373	9	0,84910

R/z	I _σ	R/z	I _σ	R/z	I _σ	R/z	I _σ
1,60	0,85112	1,90	0,89897	2,90	0,96536	8,00	0,99809
1	0,85312	1	0,90021	,95	0,96691	9,00	0,99865
2	0,85507	2	0,90143	3,00	0,96838	10,00	0,99901
3	0,85700	3	0,90263	,10	0,97106	12,00	0,99943
4	0,85890	4	0,90382	,20	0,97346	14,00	0,99964
5	0,86077	5	0,90498	,30	0,97561	16,00	0,99976
6	0,86260	6	0,90613	,40	0,97753	18,00	0,99983
7	0,86441	7	0,90726	,50	0,97927	20,00	0,99988
8	0,86619	8	0,90838	,60	0,98083	25,00	0,99994
9	0,86794	9	0,90948	,70	0,98224	30,00	0,99996
1,70	0,86966	2,00	0,91056	,80	0,98352	40,00	0,99998
1	0,87136	,02	0,91267	,90	0,98468	50,00	0,99999
2	0,87302	,04	0,91472	4,00	0,98573	100,00	1,00000
3	0,87467	,06	0,91672	,20	0,98757	∞	1,00000
4	0,87628	,08	0,91865	,40	0,98911		
5	0,87787	,10	0,92053	,60	0,99041		
6	0,87944	,15	0,92499	,80	0,99152		
7	0,88098	,20	0,92914	,25	0,93301		
8	0,88250	,30	0,93301	,35	0,93661		
9	0,88399	,40	0,93661	,40	0,93997		
1,80	0,88546	,45	0,94310	,45	0,94603		
1	0,88691	,50	0,94877	,55	0,95134		
2	0,88833	,60	0,95374	,60	0,95374		
3	0,88974	,65	0,95599	,70	0,95810		
4	0,89112	,75	0,96009	,80	0,96195		
5	0,89248	,85	0,96371	,85	0,96371		
6	0,89382						
7	0,89514						
8	0,89643						
9	0,89771						

¹ Calculada por R. E. Fadum y verificada por J. Levings.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE CIMENTACIONES

CAPACIDAD DE CARGA
(ANEXO)

DR. PORFIRO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.

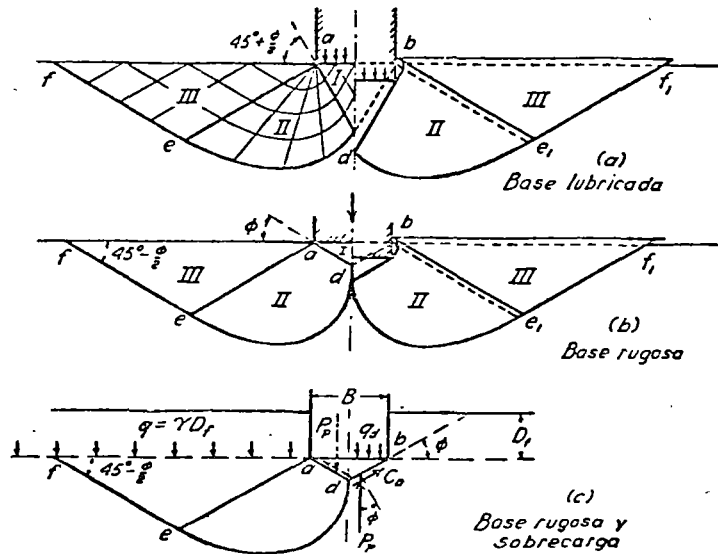


Fig. 33.3. Límites de la zona de equilibrio plástico después de la rotura del suelo situado debajo de una zapata continua.

condiciones específicas, las que difieren entre sí. Se obtienen por tanto superficies de deslizamiento distintas, que a su vez discrepan de la superficie real de rotura que se desarrolla en el material natural. El error es sin embargo pequeño y se inclina hacia el lado seguro.

El valor aproximado de la capacidad de carga está dado por la ecuación:

$$q_a = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (33.7)$$

en la cual N_c y N_q son, respectivamente, los factores de capacidad de carga relativos a la cohesión y a la sobrecarga, y pueden ser evaluados con las ecuaciones 33.5 y 33.4. La sobrecarga se halla representada por el peso por unidad de área γD_f del suelo que rodea la zapata. El factor de capacidad de carga N_γ considera la influencia del peso del suelo. Todos los factores de capacidad de carga son cantidades sin dimensión que dependen solo de ϕ .

Como no hay disponible una solución teórica para evaluar N_γ se usa una aproximada, en la cual los límites curvos ad y bd de la zona elástica abd (fig. 33.3b) se remplaza por líneas rectas (fig. 33.3c) con inclinación ψ respecto de la horizontal. El peso unitario del suelo es igual a γ . En el momento de la rotura la presión en cada una de las superficies ad y bd es igual al empuje pasivo P_p . Como el deslizamiento se produce a lo largo de estas caras, la resultante de la presión pasiva actúa con un ángulo ϕ respecto de la normal de cada cara. Despreciando el peso del suelo situado dentro de abd , el equilibrio de la zapata en sentido vertical requiere que:

$$Q = 2P_p \cos(\psi - \phi)$$

La presión vertical media, correspondiente a la capacidad de carga media, es por tanto:

$$q_\gamma = \frac{Q}{B} = \frac{2P_p}{B} \cos(\psi - \phi) \quad (33.8)$$

El problema se reduce, entonces, a determinar el empuje pasivo P_p (artículo 32) cuyo punto de aplicación está situado en el tercio inferior de ad . Introduciendo el símbolo:

$$N_\gamma = \frac{4P_p}{\gamma B^2} \cos(\psi - \phi) \quad (33.9)$$

en la ecuación 33.8 se obtiene:

$$q_\gamma = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (33.10)$$

como tercer término de la ecuación 33.7.

Como el factor de capacidad de carga N_γ es una cantidad sin dimensión y depende solo de ϕ , sus valores pueden calcularse de una vez por todas con los métodos que se explican en el artículo 32, pero, recordando que se desconoce la inclinación ψ , dichos cálculos deben repetirse para varias inclinaciones ψ hasta obtener el mínimo de N_γ que corresponde a cada valor de ϕ . Los resultados son conservadores, pero concuerdan bien con los obtenidos para casos particulares con los procedimientos más avanzados (Meyerhof, 1955). Los valores de Meyerhof se representan en el gráfico de la figura 33.4 juntamente con los obtenidos para N_c y N_q con las ecuaciones 33.5 y 33.4. El gráfico facilita grandemente el cálculo de la capacidad de carga.

El suelo cede en la forma indicada en la figura 33.3c solo cuando es suficientemente denso o resistente como para que la curva de asentamiento resulte similar a la C_1 de la figura 33.1. En caso contrario, la zapata se hunde en el terreno antes de que el estado de equilibrio plástico se extienda más allá de e y e_1 (fig. 33.3). La curva de asentamiento no tiene en tal situación un punto definido de rotura y se asemeja a la curva C_2 de la figura 33.1. Se puede en estos casos obtener un valor aproximado de la capacidad de carga Q_a de una base continua suponiendo que la cohesión y fricción interna del suelo son iguales a dos tercios de los valores que les corresponden en la ecuación de Coulomb, es decir, que:

$$c' = \frac{2}{3} c \quad (33.11a)$$

y

$$\text{tg } \phi' = \frac{2}{3} \text{tg } \phi \quad (33.11b)$$

Si se toma como ángulo de fricción interna a ϕ' en lugar de ϕ , los coeficientes de capacidad de carga adquieren los valores N_c' , N_q' y N_γ' que vienen dados por las curvas punteadas de la figura 75. La capacidad de carga se obtiene entonces de la ecuación:

$$q'_a = \frac{2}{3} c N_c' + \gamma D_f N_q' + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma' \quad (33.12)$$

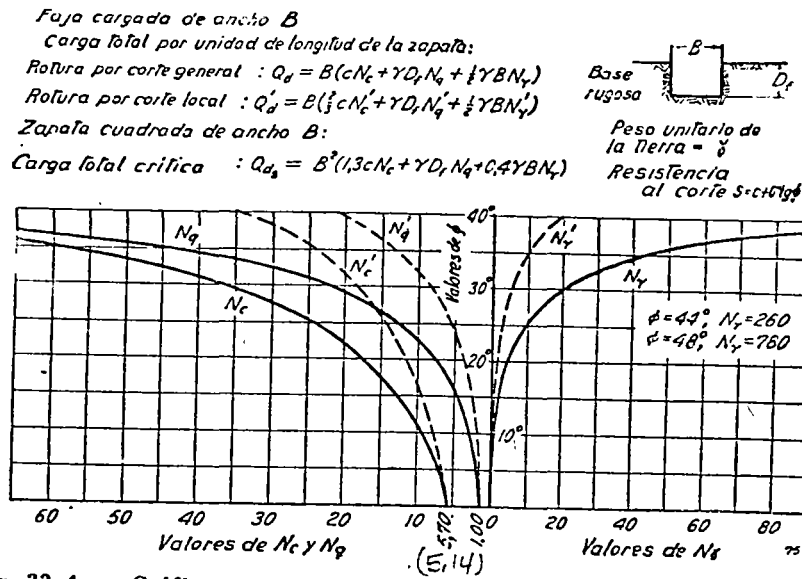


Fig. 33.4. Gráfico que muestra la relación entre ϕ y los coeficientes de capacidad de carga.

La experiencia ha indicado que, aun en el caso de fundaciones cargadas uniformemente, la rotura del suelo siempre se produce por rotación de la zapata, que se hunde inclinándose por una de sus aristas. Este hecho no invalida, empero, el razonamiento precedente; solo demuestra que no existen suelos perfectamente uniformes. Con el incremento de la carga, el asentamiento aumenta mucho más rápidamente en la zona de suelo más débil que en el resto. Debido a la inclinación, el centro de gravedad de la estructura se desplaza hacia la parte más débil y aumenta la presión sobre la misma, mientras que la presión sobre las zonas más resistentes disminuye. Estos hechos, prácticamente, excluyen la posibilidad de una rotura sin que se produzca la rotación de la zapata.

Capacidad de carga de zapatas de longitud finita

El razonamiento expuesto precedentemente se refiere exclusivamente a las bases o zapatas continuas. Para calcular la capacidad de carga de zapatas aisladas de sección cuadrada o circular solo se han resuelto rigurosamente algunos casos especiales, con soluciones que requieren el uso de procedimientos numéricos. No obstante, sobre la base de estos resultados y recurriendo a experimentos, se ha deducido la siguiente ecuación semiempírica, que proporciona la capacidad de carga q_{dr} de una zapata circular de radio r que descansa sobre un suelo denso o resistente:

$$q_{dr} = 1,2cN_c + \gamma D_f N_q + 0,6\gamma r N_\gamma \quad (33.13)$$

En el caso de una zapata cuadrada, $B \times B$, situada sobre suelo denso o resistente, dicho valor viene expresado por:

$$q_{ds} = 1,2cN_c + \gamma D_f N_q + 0,4\gamma B N_\gamma \quad (33.14)$$

Los valores de N vienen dados por las abscisas de las curvas llenas de la figura 33.4.

Cuando prevalece una condición $\phi = 0$ y el suelo tiene cohesión, la capacidad de carga en la superficie llega a:

$$q_{dr} = q_{ds} = 6,2c = 3,1q_u \quad (33.15)$$

valor que es considerablemente mayor que el de $q_d = 5,14c$ de la ecuación 33.6. Por otro lado, si $c = 0$ y $D_f = 0$, la capacidad de carga q_{dr} por unidad de área es considerablemente menor que el q_d que corresponde a una zapata continua con un ancho igual al diámetro de la zapata circular.

Cuando $\phi = 0$ y $c > 0$, el aumento de capacidad de carga unitaria producida por la sobrecarga γD_f es íntegramente compensada por el peso del suelo excavado para la construcción de la zapata. Por ello, es conveniente manejarse con la capacidad de carga neta:

$$q_{d \text{ neta}} = q_d - \gamma D_f \quad (33.16)$$

En realidad, como la resistencia de la arcilla situada por encima del nivel de apoyo de la zapata no es realmente nula, la capacidad de carga neta aumenta ligeramente con el incremento de D_f . Para valores de D_f/B que no excedan de 2,5, Skempton (1951) propuso la siguiente expresión simple para la capacidad de carga neta de una zapata rectangular de ancho B y longitud L :

$$q_{d \text{ neta}} = 5c \left(1 + 0,2 \frac{D_f}{B} \right) \left(1 + 0,2 \frac{B}{L} \right) \quad (33.17)$$

Resulta evidente que el valor de N_c se ha redondeado de 5,14 a 5.

Si el suelo es bastante suelto o blando, los valores de N deben remplazarse por los valores N' , obtenidos de las curvas punteadas de la figura 33.4, y la cohesión c por c' (ecuación 33.11a).

Problemas

1. Calcule la capacidad de carga por unidad de área de una base continua de 2,40 metros de ancho situada sobre un suelo para el cual $c = 0,20$ kg por centímetro cuadrado, $\phi = 17^\circ$ y $\gamma = 1900$ kg por metro cúbico. La curva de asentamientos se parece a curva C, de la figura 33.1, y la relación entre tensión normal y tangencial viene dada por la ecuación $s = c + p \tan \phi$. La profundidad de la cota de fundación es 1,80 metros.

Solución: 4,1 kg/cm².

2. Calcule la capacidad de carga por unidad de área de una zapata cuadrada de 3 metros de lado, situada sobre arena densa ($\phi = 37^\circ$), cuando la cota de fundación se encuentra respectivamente a las profundidades de 0, 0,60, 1,50, 3,00 y 4,50 metros. El peso unitario del suelo es igual a 2000 kg por metro cúbico.

Solución: 12; 17; 24; 36; 48 kg/cm².

3. En la superficie de un depósito de arena sin cohesión de peso unitario 1760 kg por metro cúbico se efectuó un ensayo de carga sobre una superficie de $0,30 \times 0,30$ metros. La curva de asentamientos llegó a una tangente vertical al alcanzar la carga un valor de 1600 kg. Se desea saber cuál es el valor de ϕ de la arena en cuestión.

Solución: 39° .

4. En una arena densa sin cohesión de peso unitario 1800 kg por metro cúbico se efectuó un ensayo de carga utilizando una placa de $0,30 \times 0,30$ metros colocada dentro de un cajón que estaba rodeado por una sobrecarga de 0,60 metros de suelo. La rotura del suelo se produjo al llegar la carga al valor de 6000 kg. ¿Cuál sería la carga de rotura por unidad de área de una zapata cuadrada de 1,50 metros de largo situada a la misma cota y en el mismo material?

Solución: $\sim 11 \text{ kg/cm}^2$.

5. Una estructura fue construida sobre una solera de fundación de 30×30 metros. La solera descansaba en la superficie del terreno sobre una capa uniforme de arcilla blanda que se extendía hasta una profundidad de 45 metros y cuando el suelo soportaba una carga uniformemente distribuida de 2,25 kg por centímetro cuadrado se produjo la rotura del mismo. Se desea saber cuál es el valor medio de la cohesión c de la arcilla. Dada la gran profundidad de la zona de equilibrio plástico se puede despreciar la consolidación de la arcilla producida antes de la rotura y suponer además que $\phi = 0$.

Solución: $0,36 \text{ kg/cm}^2$.

Lecturas seleccionadas

- Meyerhof, G. G. (1951). "The ultimate bearing capacity of foundations", *Geotechnique* 2, págs. 301 a 332. Contiene soluciones teóricas aproximadas para fundaciones profundas y poco profundas complementadas con ensayos sobre modelos.
- Skempton, A. W. (1951). "The bearing capacity of clays", *Proceedings of the British Building Research Congress, I*, págs. 180 a 189. Discusión sobre la condición $\phi = 0$; influencia de la compresibilidad en la capacidad de carga.
- Meyerhof, G. G. (1955). "Influence of roughness of base and groundwater conditions on the ultimate bearing capacity of foundations", *Geotechnique*, 5, págs. 227 a 242. Revisión del artículo de 1951 en vista de acontecimientos posteriores.
- Sokolovski, V. V. (1960). *Statics of soil media*. London, Butterworths, 237 págs. Discusión general de la teoría del equilibrio crítico, con soluciones para problemas diversos de importancia práctica.
- Hansen, J. Brinch (1961). "A general formula for bearing capacity", *Ingenidren*, 5, págs. 38 a 46; también en el Boletín 11, *Danish Geotechnical Institute*. Breve resumen del estado actual de los desarrollos teóricos.

ART. 34 CAPACIDAD DE CARGA DE PILARES DE FUNDACIÓN Y DE PILOTES

Definiciones

Se llama pilar de fundación a un elemento esbelto prismático o cilíndrico de mampostería u hormigón que, atravesando un estrato pobre, trasfiere una carga a otro estrato mejor más profundo. Un pilote es, en esencia, un pilar muy esbelto que trasfiere una carga por su extremo inferior a un estrato firme, o bien que lo hace por fricción, repartiéndola en el suelo circundante. La relación existente entre la carga que trasmite un pilar o

un pilote y el asentamiento resultante es muy similar a la existente para el caso de zapatas. La curva carga-asentamiento se acerca a una tangente vertical, o bien a una tangente inclinada, como en el caso indicado en la figura 33.1. La definición de *capacidad de carga* para el caso de un pilar o un pilote es idéntica a la dada cuando se trata de la capacidad de carga de las zapatas (artículo 33).

Capacidad de carga de pilares de fundación cilíndricos

De la carga total que soporta un pilar de fundación una parte se trasmite directamente al suelo situado inmediatamente por debajo de su base y la restante se trasfiere a la masa circundante por fricción y adherencia entre la superficie lateral del pilar y el suelo. En el momento de la rotura, la carga que soporta un pilar que ha alcanzado una profundidad D_f puede expresarse como:

$$Q_d = Q_p + Q_s = q_p A_p + 2\pi r f_s D_f \quad (34.1)$$

en la cual q_p es la capacidad de carga por unidad área del suelo situado debajo de la base, A_p el área de la base, r el radio del pilar cilíndrico y f_s el valor medio, en el momento de la rotura, de la resultante de la fricción y de la adherencia por unidad del área de contacto entre la superficie lateral del pilar y el suelo. Se lo distingue comúnmente como la *fricción lateral*.

La rotura del suelo situado debajo de la base no se puede producir sin el desplazamiento de por lo menos una parte de la masa en que está embebido, la que efectúa un movimiento hacia afuera o bien hacia afuera y hacia arriba en las direcciones indicadas por las flechas curvas de la figura 34.1. Si el suelo situado dentro del espesor D_f es apreciablemente mucho más compresible que el situado debajo de la base, los desplazamientos

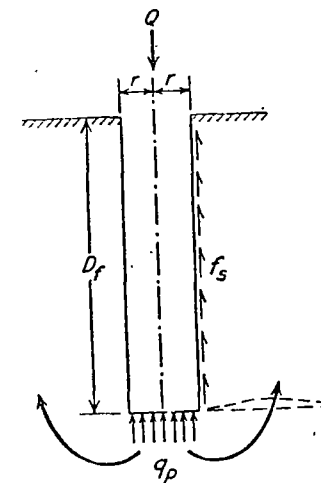


Fig. 34.1. Sección vertical por el centro de pilar de fundación cilíndrico.

producen, dentro del espesor D_f , tensiones tangenciales despreciables. Como consecuencia, la influencia que ejerce el suelo circundante es idéntica a la que corresponde a una sobrecarga con una intensidad igual a γD_f . En casos semejantes, los factores de capacidad de carga pueden tomarse directamente de la figura 33.4 y q_p se puede considerar igual a q_{ar} o q_{as} (ecuaciones 33.13 ó 33.14). Por otro lado, si el suelo es homogéneo, las tensiones tangenciales inducidas en el mismo por encima del nivel de la base, como consecuencia de los desplazamientos mencionados, tienen dos efectos significativos: pueden alterar el diagrama de los deslizamientos en tal forma que los factores de capacidad de carga (fig. 33.4) no resulten más aplicables y, además, pueden alterar la intensidad de la presión vertical en el suelo en correspondencia con la base del pilar. Este último efecto parece ser más importante y debido a esta circunstancia el término $\gamma D_f N_q$ (ecuaciones 33.13 y 33.14) debe ser remplazado por la expresión $p_v N_q$ en la cual p_v es la intensidad real de la presión vertical efectiva en la adyacencia inmediata del pilar, al nivel de la fundación, en el momento en que la rotura de la misma se produce (Vesic, 1963).

En la realidad, el estado de tensiones cerca de la base de un pilar de fundación enterrado profundamente en el momento en que se produce la rotura es muy complejo y todavía no bien comprendido. Experimentos en gran escala realizados con arenas homogéneas (Vesic, 1963, y Kerisel, 1964) han indicado que para valores $D_f/2r$ mayores de aproximadamente 5, la resistencia Q_p de la base no aumenta más en proporción directa con la profundidad, según resultaría del término $\gamma D_f N_q$, y que, por otro lado, para $D_f/2r$ mayor de aproximadamente 15, la resistencia de la base permanece aproximadamente constante e independiente de la profundidad D_f . Estos hallazgos sugieren que para valores de $D_f/2r$ mayores de aproximadamente 15, la presión p_v permanece prácticamente constante con el aumento de la profundidad, y depende solamente de ϕ . En arcillas homogéneas, bajo la condición $\phi = 0$, la resistencia neta de la base por unidad de área permanece prácticamente constante para valores de $D_f/2r$ mayores de aproximadamente 4 y puede tomarse igual a $9c$ (Skempton, 1951).

El segundo término del segundo miembro de la ecuación 34.1 contiene la fricción lateral f_s . El valor f_s se considera generalmente como igual a la suma de los dos términos:

$$f_s = c_a + p_h \operatorname{tg} \delta \quad (34.2)$$

en la cual c_a es la adherencia por unidad de área entre el pilar y el suelo, p_h es el término medio de la presión horizontal en la superficie vertical en el instante de la rotura y δ es el ángulo de fricción entre pilar y suelo. Los valores de c_a y δ pueden en ciertos casos ser determinados aproximadamente por ensayos de laboratorio. No obstante, ambas cantidades dependen, entre otros factores, del método de instalación. Además, el estado de tensiones en la superficie de contacto es desconocido y tan complejo como el que está asociado con la presión vertical p_v . Por ello, f_s es comúnmente y con preferencia estimado sobre la base de datos empíricos derivados de observaciones realizadas en el terreno (artículo 57).

Capacidad de carga de los pilotes

Como los pilotes son esencialmente pilares de fundación esbeltos, su capacidad de carga también puede estimarse con la ecuación 34.1. La cantidad Q_p se llama resistencia de punta. Si es mucho más grande que Q_f el pilote se dice *resistente de punta*. Por el contrario, si Q_p es relativamente insignificante, se dice que el pilote es un *pilote de fricción*.

La principal diferencia entre pilotes y pilares de fundación estriba en el método que se utiliza para instalarlos. Los pilares se instalan excavando el suelo, mientras que los pilotes, constituidos generalmente por cuerpos sólidos o por camisas cilíndricas cerradas en su extremo inferior, se hincan desplazando el suelo que atraviesan. Ocasionalmente, la hincada se facilita removiendo parte del suelo que ha de desplazar el pilote por medio de una inyección de agua o bien haciendo una perforación guía, pero el volumen de suelo retirado con estos procedimientos es, comúnmente, pequeño en comparación con el volumen de los pilotes.

Cuando los pilotes se hincan a través de un material compresible hasta alcanzar un basamento firme, utilizando la ecuación 33.13 puede obtenerse el límite inferior de la resistencia de punta Q_p de los pilotes de sección circular, y con la ecuación 33.14, la de los pilotes de sección cuadrada. En cambio, si los pilotes se instalan dentro de una masa de material no cohesivo homogéneo que se extiende por debajo de su punta, las ecuaciones 33.13 y 33.14 pueden sobreestimar la resistencia de punta, como se deduce de lo explicado en el apartado anterior. La capacidad de carga de los pilotes resistentes por fricción depende de la fricción f_s entre pilote y suelo (véase ecuación 34.1) cuya determinación mediante ensayos de laboratorio es aún más imprecisa que tratándose de pilares, ya que el cálculo de las tensiones producidas por el desplazamiento parcial o total del suelo durante la hincada del pilote se halla fuera de las posibilidades del análisis matemático. Por ello, la capacidad de carga Q_a de los pilotes resistentes por fricción puede determinarse solo por medio de ensayos de carga en el terreno, o bien, en forma menos exacta, en función de valores empíricos de f_s , como los que se dan para los principales tipos de suelos en el artículo 56. En aquellas ciudades donde se usan extensamente pilotes resistentes por fricción, los valores de f_s derivados de la experiencia local son comúnmente bastante buenos.

Fórmulas de hincada

La capacidad de carga Q_a de un pilote resistente de punta puede, bajo ciertas circunstancias (ver artículo 56), ser aproximadamente igual a la resistencia Q_{av} del suelo contra la penetración rápida del pilote bajo el efecto del impacto del martillo del martinete. Existe al menos una posibilidad teórica de estimar Q_{av} , llamada *resistencia dinámica del pilote*, en función de la penetración media S del mismo bajo el efecto de los últimos golpes, siempre que el peso W_H del martillo y su altura de caída H sean

conocidos. Esta posibilidad se ha traducido en muchos esfuerzos para calcular la capacidad de carga por medio de la información así obtenida, esfuerzos que han dado como resultado las llamadas *fórmulas de hinca*. En lo que sigue, se estudian los conceptos fundamentales en que están basadas dichas fórmulas.

El trabajo que ejecuta el martillo al caer es igual a $W_H H$, y el que se requiere para hacer penetrar el pilote en una longitud S contra una resistencia Q_{av} es igual a $Q_{av} S$. Si todo el trabajo ejecutado por la caída del martillo sirviera para aumentar la penetración del pilote, se podría escribir:

$$W_H H = Q_{av} S$$

de donde:

$$Q_{av} = \frac{W_H H}{S}$$

Esta es la fórmula de Sanders, publicada en 1850. Los valores que se obtienen con la misma son excesivos, pues parte de la energía del martillo es convertida en calor y absorbida por deformaciones elásticas.

Cuando se supone que todas las deformaciones y las pérdidas de energía se producen simultáneamente con la aplicación de golpe de martillo, es decir, cuando se ignora la existencia de ondas de tensión en el pilote, se puede escribir:

$$W_H H = Q_{av} S + \Delta \quad (34.3)$$

en la cual Δ representa la energía perdida y no disponible para causar la penetración del pilote. Si no se produjese penetración alguna y toda la energía de hinca se consumiese en compresión elástica de pilote, la energía gastada sería:

$$W_H H = \frac{1}{2} Q_{av} S_e$$

en la cual S_e es la compresión elástica del pilote. Teniendo en cuenta que:

$$S_e = \frac{Q_{av} L}{A E}$$

resulta:

$$S_e = \sqrt{\frac{2W_H H L}{A E}} \quad (34.4)$$

Si se supone que la pérdida de energía está constituida solamente por la deformación elástica del pilote y que además no es influenciada por la penetración de su punta, la ecuación 34.3 se transforma en la siguiente:

$$W_H H = Q_{av} S + Q_{av} \frac{S_e}{2} = Q_{av} \left(S + \frac{S_e}{2} \right)$$

de donde resulta:

$$Q_{av} = \frac{W_H H}{S + \frac{1}{2} S_e} \quad (34.5)$$

Esta expresión se conoce como la fórmula danesa y los estudios estáticos realizados con la misma muestran que debe utilizarse con un factor de seguridad igual a 3 (Sörensen y Hansen, 1957)*.

Se han hecho numerosos intentos para tomar en cuenta las restantes pérdidas de energía. Algunos de ellos han dado como resultados expresiones y procedimientos muy complicados. No obstante, teniendo en cuenta que los métodos basados en la ecuación 34.3 son fundamentalmente erróneos debido a que ignoran los aspectos dinámicos del fenómeno (Cumings, 1940), las fórmulas complicadas no poseen ninguna de las ventajas inherentes a las simples. Los méritos relativos y la confiabilidad de cualquier fórmula de hinca solo pueden ser juzgados a base de comparaciones con resultados de ensayo de carga.

La fórmula danesa posee el mérito de la simplicidad y se ha encontrado que es de confiar para un amplio rango de condiciones (Agershou, 1962). Janbu (1953) propuso una forma ligeramente más refinada para la fórmula danesa, haciendo intervenir un ajuste semiempírico que permita tener en cuenta las variaciones en la relación W_P/W_H de los pesos del pilote y de la masa del martinete que produce su energía**. Se puede expresar de la siguiente manera:

$$Q_{av} = \frac{1}{K_u} \frac{W_H H}{S} \quad (34.6)$$

donde:

$$K_u = C_d \left[1 + \sqrt{1 + \frac{1}{2C_d} \frac{S_e^2}{S^2}} \right] \quad (34.7)$$

* En la Argentina y otros países de habla hispana y portuguesa se utiliza mucho la llamada fórmula holandesa de expresión:

$$Q_{av} = \frac{W_H^2 H}{S (W_H + P)}$$

en la cual P es el peso del pilote.

Esta fórmula se deriva suponiendo que el término Δ de la ecuación 34.3 está constituido únicamente por las pérdidas calculadas con la teoría de Newton para el choque anelástico. Véase, por ejemplo, Código de Edificación de la Ciudad de Buenos Aires, pág. 382. Para martillos Diesel o de doble efecto la fórmula se escribe:

$$Q_{av} = \frac{E}{s} \frac{W_H}{W_H + L}$$

en la cual E = energía del martillo. La fórmula se aplica usualmente con un coeficiente de seguridad de tres (*N. del T.*).

** Las fórmulas de hinca analizadas son válidas para martillos en los cuales la energía proporcionada al pilote está dada por un peso W_H que cae más o menos libremente desde una altura H , como ocurre en los martillos de caída libre o en los de vapor a simple efecto, si se desprecia en este último caso el freno que produce el escape de vapor. Por ello, cuando se utilizan martillos de doble efecto o martillos Diesel, que proveen una energía mayor por la acción acelerante de la velocidad de la masa que golpea producida por la presión de vapor en la cabeza superior de la misma, en el primer caso, o por la presión originada por la explosión del combustible en el segundo, para usar las fórmulas hay que sustituir $W_H H$ por la energía entregada por el martillo a la cabeza del pilote, como lo señala la fórmula de la anterior nota del traductor. (*N. del T.*)

en la ecuación 34.7 el coeficiente empírico:

$$C_a = 0,75 + 0,15 \frac{W_P}{W_H} \quad (34.8)$$

Estudios estadísticos (artículo 56) indican que la fórmula de Janbu debe ser usada con un factor de seguridad de 3 y que el coeficiente real de seguridad es probable que no sea menor de 1,75 ni mayor de 4,4 (Flaate, 1964).

La fórmula *Engineering News* (Wellington, 1888), ampliamente usada en Norteamérica, es similar en forma a la ecuación 34.5 excepto que el término que contiene la compresión elástica del pilote se reemplaza por la constante c , de modo que:

$$Q_{av} = \frac{W_H H}{S + c}$$

Wellington consideró la cantidad c como una penetración adicional de la punta del pilote, que se hubiese producido en caso de no existir pérdidas. Lo evaluó en base a los datos empíricos que pudo tener a su disposición y concluyó que c es aproximadamente igual a 2,5 cm para pilotes hincados con un martillo de caída libre y 0,25 cm para pilotes hincados con un martillo a vapor. Como se dio cuenta de que esta estimación encerraba mucha incertidumbre, propuso que la capacidad de carga admisible Q_a por pilote no excediese 1/6 de la calculada como carga de rotura Q_{av} . De esta forma obtuvo:

$$Q_a = \frac{1}{6} Q_{av} = \frac{12}{6} \frac{W_H H}{S + c} = \frac{2W_H H}{S + c} \quad (34.9)$$

Esta fórmula se la conoce como *Engineering News*.

Los estudios realizados para evaluar el grado de exactitud de la ecuación 34.9 (Agershou, 1962; Flaate, 1964) han demostrado conclusivamente que no hay ninguna relación satisfactoria entre la capacidad de los pilotes determinada por ensayo de carga y la calculada con la ecuación 34.9. Por cada 100 pilotes ensayados hay 2 cuya capacidad de carga puede ser menor de 1,2 ó más de 30 veces el valor calculado con la fórmula en la hipótesis de un coeficiente de seguridad 6. No hay manera de predecir para un pilote dado cuál va a ser su capacidad de carga real dentro de este rango. En vista de esta situación, el uso de la fórmula *Engineering News* no puede ya justificarse más*.

Un método fundamentalmente más satisfactorio para el desarrollo de fórmulas de hincada es la adaptación de la teoría del impacto longitudinal de barras (Glanville y otros, 1938; Smith, 1960; Sörensen y Hansen, 1957). Los cálculos son complejos y no pueden aún ser condensados en relaciones suficientemente simples para uso práctico. Además, no se han establecido

* Por otro lado, la fórmula *Engineering News* penaliza fuertemente, de una manera arbitraria, sin razón aparente, el martillo de caída libre, frente al de vapor, asignando a la pérdida de energía un valor diez veces superior en el primer caso, lo que conduce ocasionalmente a resultados absurdos (*N. del T.*).

todavía las limitaciones del procedimiento por medio de comparaciones suficientes entre las capacidades de carga predichas y medidas. Por ello, por ahora, el proyectista de una fundación con pilotes resistentes de punta debe elegir entre varias alternativas. Puede usar una de las fórmulas dinámicas menos objetables, tal como la danesa o la de Janbu, a riesgo de hincar dos o tres veces más pilotes de los que la fundación requiere; puede estimar la resistencia de punta en base a una fórmula estática (ecuación 34.1) a riesgo de sobreestimar la capacidad, particularmente si los pilotes son largos y están embebidos en arena densa, o bien recurrir al gasto de hacer ensayos de carga en el terreno sobre pilotes de tamaño natural. La última alternativa suele involucrar procedimientos especiales para permitir la evaluación de la resistencia de punta separadamente de la fricción lateral (artículo 56). La justificación de los ensayos de carga depende del tiempo disponible y de la relación entre el costo de los ensayos y el del total de la fundación*.

Problemas

1. Un pilote de hormigón armado de $0,40 \times 0,40$ metros de sección transversal fue hincado hasta penetrar 75 centímetros dentro de un estrato de arena densa, después de haber atravesado un depósito de 20 metros de espesor constituido por arena fina suelta y por arcilla blanda. El nivel de la napa freática estaba situado muy cerca de la superficie del terreno natural. La arena suelta y la arcilla blanda tenían un peso unitario sumergido de 750 kg por metro cúbico, y el ángulo de fricción interna de la arena densa sumergida era igual a 35° . Calcule la resistencia de punta del pilote.

Solución: 104 toneladas. Al efectuar en el lugar un ensayo de carga sobre un pilote real, seguido de un ensayo de arranque del mismo para determinar la resistencia de fricción, se comprobó que la resistencia de punta era igual a 105 toneladas.

2. El pilote a que se refiere el problema anterior fue hincado por medio de un martinete de vapor, cuyo martillo tenía un peso $W_H = 3,65$ toneladas y una caída $H = 0,60$ metros. La penetración del pilote, por el efecto del último golpe, fue de 0,14 centímetros. Según la fórmula del *Engineering News*, ¿cuál sería la capacidad de carga del pilote?

Solución: 562 toneladas. Según el ensayo de carga, la capacidad de carga real del pilote, igual a la suma de resistencia de punta (105 toneladas), más la resistencia de fricción (100 toneladas), fue igual a 205 toneladas.

3. En otro punto del área ocupada por la estructura del problema 1 se hincó un pilote de prueba. Las condiciones del suelo eran idénticas a las anteriores, con la única

* La práctica generalizada en la Argentina consiste en realizar un estudio de suelos que permita efectuar un cálculo estático de la capacidad de carga. Poco se confía en las fórmulas de hincada, las que generalmente se utilizan solo como un medio para obtener cierta uniformidad relativa en la penetración y en el rechazo de cada uno de los pilotes de una obra dada, según su capacidad de carga. Con frecuencia se complementan estas determinaciones con ensayos de carga de compresión y de tracción a fin de derivar la resistencia de punta y la de fricción. Así, el nuevo Código de la Edificación de la ciudad de Buenos Aires dice:

"La profundidad a alcanzar con la punta de los pilotes será determinada en función del estudio de suelo, las características de los pilotes a usar y de la carga a resistir. Será controlada en obra mediante la obtención de un rechazo adecuado resultante del perfil del suelo. Para pilotes cuya punta penetre dentro de suelos no cohesivos, este rechazo podrá determinarse utilizando la siguiente fórmula de hincada": (Véase *N. del T.* pág. 226. Para pilotes cuya punta penetra en suelos cohesivos el código no contempla el cálculo del rechazo con una fórmula de hincada (*N. del T.*).

diferencia de que la arena encontrada a 20 metros de profundidad estaba aquí en estado suelto ($\phi = 30^\circ$). Calcule la resistencia de punta del pilote.

Solución: 19,5 toneladas. (No se efectuó ningún ensayo de carga, ya que el pilote penetraba tan fácilmente en la arena, bajo el efecto de los golpes del martillo, que se decidió cambiar el tipo de fundación en toda el área ocupada por la arena suelta.)

4. El pilote del problema 1 tenía 21 m de longitud y su módulo de elasticidad era de 250.000 kg/cm². ¿Cuál sería su capacidad de carga según la fórmula holandesa y la fórmula de Janbu?

Solución: 260 toneladas; 190 toneladas.

Lecturas seleccionadas

Uno de los clásicos de la mecánica de suelos es "Dynamic pile driving formulas" de Cummings, A. E. (1940): *Journal Boston Society of Civil Engineers*, 1940, 27, págs. 6-27. Publicado también en *Contributions to soil mechanics 1925-1940*, Boston Society of Civil Engineers 1940, págs. 392-413.

ART. 35 ESTABILIDAD DE TALUDES*

Introducción

Se denomina *deslizamiento* a la rotura y al desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, que origina un movimiento hacia abajo y hacia afuera de toda la masa que participa en el mismo.

Los deslizamientos pueden producirse casi de todas las maneras concebibles: lenta o rápidamente, con o sin provocación aparente. Generalmente se producen como consecuencia de excavaciones o socavaciones en el pie de un talud. Hay casos, sin embargo, en que son originados por la desintegración gradual de la estructura del suelo, desintegración que, iniciándose en fisuras capilares, termina por dividir la masa de suelo en fragmentos angulares. En otros casos se producen como consecuencia del aumento de la presión del agua que llevan algunas capas excepcionalmente permeables, o bien por efecto de choques que licuan el suelo situado debajo del talud (artículo 49). Dada la extraordinaria variedad de factores y de procesos que pueden ser causantes del origen de los deslizamientos, como regla general, la estabilidad de los taludes no puede determinarse por medio de análisis teóricos. Los cálculos de estabilidad basados en los resultados de ensayos de suelos merecen confianza solo cuando las condiciones especificadas en las diferentes secciones de este artículo son satisfechas estrictamente. Pero aun en este caso debe siempre recordarse que la presencia en el subsuelo de discontinuidades no reveladas por las perforaciones, como ser sistemas de fisuras capilares, residuos de viejas superficies de deslizamiento, o delgadas lentes de arena acuífera, pueden invalidar por completo los resultados de los cálculos.

Taludes en arena seca sin cohesión

Un talud en arena limpia es estable, cualquiera sea su altura, siempre que el ángulo β entre el talud y la horizontal sea igual o menor que el ángulo de fricción interna ϕ de la arena en estado suelto. El coeficiente de



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE CIMENTACIONES

CONSOLIDACION

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.

como para constituir una membrana relativamente impermeable. Los datos numéricos con respecto a la carga hidráulica y a la profundidad del tablestacado son idénticos a los dados para el problema 1. El lente de arcilla se halla situado un poco por encima de la punta de las tablestacas, su límite izquierdo se halla, agua arriba, próximo a las tablestacas. Agua abajo es continuo. El estrato de arena lleva agua abajo un filtro invertido de 1630 kg por metro cuadrado, con lo cual el coeficiente de seguridad contra el sifonaje alcanza a 2,5, suponiendo que la arena no contiene obstáculo alguno para la filtración. Se desea saber: (a) ¿A qué valor reduce el coeficiente de seguridad el lente de arcilla?; (b) ¿qué procedimiento podría utilizarse para descubrir el peligro?

Solución: (a) 0,82. Agua abajo la arena entraría en ebullición cuando la carga hidráulica alcanzase a 6,20 metros; (b) instalar un pozo de observación agua abajo del tablestacado, con su fondo algo más profundo que las puntas de las tablestacas.

ART. 25 TEORÍA DE LA CONSOLIDACIÓN

Forma en que se produce la consolidación

Si se aumenta la carga que actúa sobre una capa de suelo poroso saturado compresible, como ser una arcilla, la capa se comprime y expulsa agua de sus poros. Este fenómeno se denomina consolidación (artículo 14). Durante la consolidación, la cantidad de agua que entra en un elemento horizontal de suelo es menor que la que sale del mismo, de modo que la condición de continuidad expresada por la ecuación 23.1, en que se basa la teoría de la filtración, no le es aplicable.

La tensión o presión unitaria que produce la consolidación se denomina *tensión o presión de consolidación*. En el instante en que se aplica la carga, la presión de consolidación viene casi enteramente resistida por el agua que llena los poros del suelo (véase artículo 14), de modo que, al iniciarse el fenómeno, existe en la arcilla una sobrepresión hidrostática casi igual a la tensión de consolidación. Con el correr del tiempo, la sobrepresión del agua disminuye, con lo cual aumenta la presión efectiva. En cualquier punto de la capa que se consolida, el valor u de la sobrepresión hidrostática en un momento dado puede determinarse por medio de la ecuación 12.1 expresada en la siguiente forma:

$$u = \gamma_w h \quad (25.1)$$

en la cual h es la carga hidráulica con respecto al nivel de la napa freática situada encima de la capa que se consolida. Después de mucho tiempo, la sobrepresión hidrostática u se hace igual a cero y toda la presión de consolidación se transforma en presión efectiva transmitida de grano a grano.

Si se denomina Δp a la presión de consolidación en un punto dado, el equilibrio requiere que:

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u \quad (25.2)$$

en la que $\Delta \bar{p}$ representa aquella parte de la presión de consolidación que, en un instante dado, se trasmite de grano a grano y u es la sobrepresión hidrostática que corresponde al mismo instante.

Como en la ecuación 25.2 Δp es una constante, el progreso de la consolidación en un punto dado puede visualizarse observando la variación de u

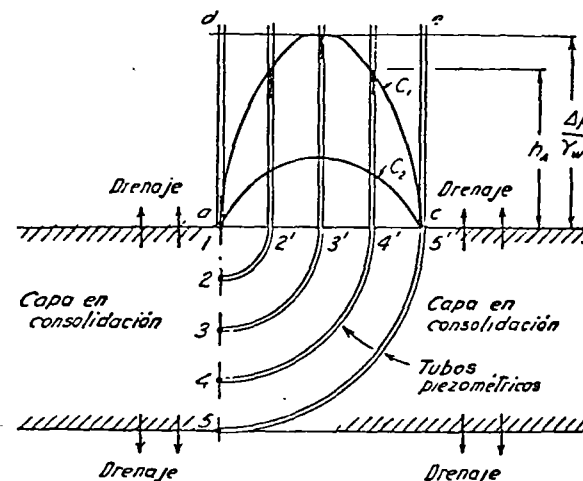


Fig. 25.1. Diagrama que ilustra la consolidación de una capa compresible de arcilla.

en dicho punto o , teniendo en cuenta la ecuación 25.1, viendo cómo varía h por medio de un piezómetro imaginario colocado en el mismo.

La figura 25.1 ilustra sobre la consolidación de una capa compresible situada entre otras dos de arena. Debido a la construcción de un gran edificio o a la instalación de un terraplén sobre la superficie del terreno, la capa compresible se ve sometida a una presión de consolidación Δp . Se supone que la capa puede drenar libremente por sus límites superior e inferior y que, dentro de la misma, el agua fluye solo en la dirección vertical. Se supone, asimismo, que la tensión de consolidación Δp es constante en toda la altura de la capa.

Se puede estudiar la forma en que progresa la consolidación observando el nivel del agua en una serie de piezómetros colocados, como lo indica la figura 25.1, sobre una recta vertical que atraviesa la capa. Como la sobrepresión hidrostática es independiente de la posición de la napa freática, se supone que la misma se halla en correspondencia con el límite superior de la capa compresible. Si se disponen los piezómetros de modo que las distancias horizontales 1-2', 1-3', etcétera, sean iguales a las verticales 1-2, 1-3, etcétera, en la forma en que lo indica la figura, la curva que da el lugar geométrico de los niveles de agua en los piezómetros en un instante dado representa la *isócrona* de ese instante (véase artículo 14). El gradiente hidráulico i a cualquier profundidad d debajo de a es igual a la pendiente de la isócrona a una distancia horizontal d a partir de a . Más aún, si la pendiente en un punto de la isócrona está dirigida hacia arriba y hacia la derecha, el escurrimiento del agua en ese punto se realiza hacia arriba.

La distribución inicial de la sobrepresión hidrostática que actúa en una sección vertical cualquiera de la capa de arcilla viene representada por la recta horizontal de , situada a una distancia $\Delta p/\gamma_w$ por encima del nivel del

agua libre. Esta recta horizontal constituye la isócrona inicial. Según lo explicado en el artículo 14, la consolidación de una capa de arcilla se inicia en la superficie de drenaje y prosigue de la misma hacia el interior. Por ello, en los primeros momentos de la consolidación, los niveles piezométricos de la parte central de la capa se hallan aún en el estado inicial, mientras que hacia los bordes han disminuido en la forma en que lo indica la isócrona C_1 . Con el tiempo, todos los niveles piezométricos bajan, alcanzando posiciones como las indicadas por la curva C_2 en la que siempre la sobrepresión hidrostática en el centro es mayor. Finalmente, después de largo tiempo, toda la sobrepresión hidrostática desaparece y la isócrona final viene representada por la horizontal ac .

La figura 25.2 muestra las isócronas que se producen con distintas condiciones de consolidación. Si el estrato que consolida puede drenar libremente tanto en su superficie superior como en la inferior, la capa de suelo

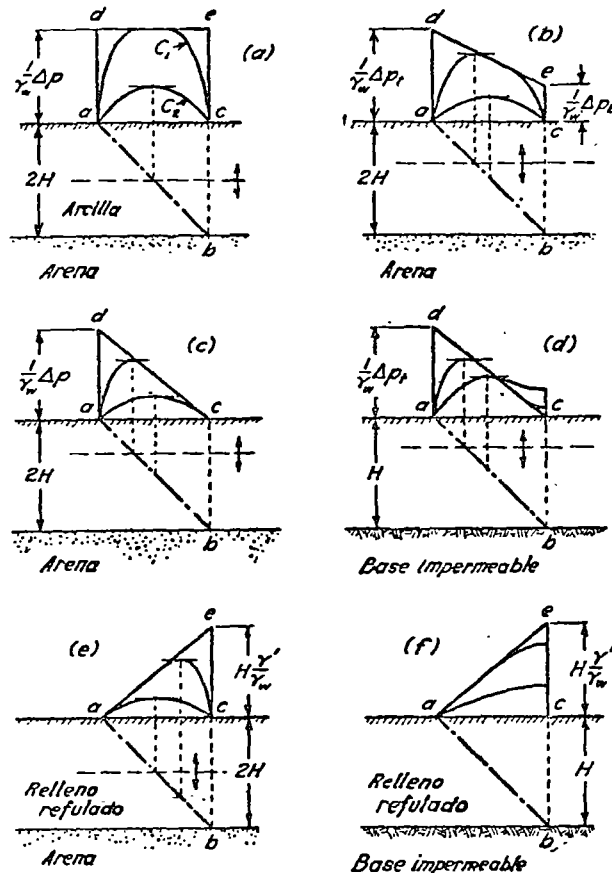


Fig. 25.2. Isócronas que representan el progreso de la consolidación de una capa ideal de arcilla bajo diferentes condiciones de drenaje y distintas formas de distribución de la presión vertical de consolidación. (Según Terzaghi y Frölich).

se denomina una *capa abierta* y su espesor se denota por $2H$. Si el agua puede drenar solo por una superficie, la capa se denomina *semiabierta*, y su espesor se denota por H . En la figura 25.2, las capas identificadas por a, b, c y e son abiertas, mientras que las d y f son semiabiertas.

La figura 25.2a es una reproducción simplificada de la figura 25.1, en la que no se indican los tubos piezométricos. El diagrama representa la consolidación de una capa abierta de arcilla bajo la influencia de una tensión uniforme en todo el espesor de la misma.

Si la capa que se consolida es bastante espesa con respecto al ancho del área cargada, la presión de consolidación debida al peso de la estructura decrece con la profundidad en forma similar a la indicada por la curva C_0 de la figura 40.3. Haciendo la hipótesis simplificativa de que la presión disminuye linealmente con la profundidad, la isócrona inicial puede representarse por la línea de de la figura 25.2b y las presiones de consolidación en la parte superior e inferior de la capa son respectivamente iguales a Δp_t y Δp_b .

Si el estrato que se consolida es muy espeso comparado con el ancho del área cargada, la presión Δp_b será tan pequeña con respecto a Δp_t que se podrá, con suficiente aproximación, suponer igual a cero. Las isócronas que corresponden a este caso se hallan indicadas en la figura 25.2c para una capa abierta y en la figura 25.2d para una semiabierta. Es interesante notar que la consolidación de la capa semiabierta de la figura 25.2d origina el hinchamiento temporario de la arcilla situada en la parte inferior.

Las figuras 25.2e y f ilustran sobre la consolidación de capas de arcilla artificiales construidas por refulado. Se supone que la napa se halla a la altura de la superficie superior de la arcilla y que la consolidación que se produce durante la construcción es despreciable. El terraplén indicado en la figura 25.2e descansa sobre un estrato de arena (capa abierta), mientras que el de la figura 25.2f descansa sobre un estrato impermeable (capa semiabierta). En el momento inicial, $t = 0$, todo el peso sumergido del suelo (γ' por unidad de volumen) es soportado por el agua y la presión de consolidación aumenta de cero en la superficie a $H\gamma'$ en la base. El resultado final de la consolidación es el mismo para ambas capas, pero la diferencia de forma de las isócronas para estados intermedios de consolidación indica que la velocidad con que se alcanza el estado final es muy distinta.

Cálculo de la velocidad de consolidación

Para calcular la velocidad y el grado de consolidación U por ciento (ecuación 14.1) para los casos ilustrados por la figura 25.2, se hacen las siguientes hipótesis simplificativas:

1. El coeficiente de permeabilidad k (ecuación 11.6) es constante en cualquier punto del estrato que se consolida y no varía con el progreso de la consolidación.

2. El coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v (ecuación 13.3) es también constante en cualquier punto de la capa que se consolida y no varía con el progreso de la consolidación.

3. El drenaje del agua se produce solo siguiendo líneas verticales.

4. La lentitud con que se produce la compresión tiene por causa exclusiva la baja permeabilidad del material. El efecto secundario, que se estudió en el artículo 14, no es considerado.

La figura 25.3a representa un corte vertical de una delgada capita horizontal de espesor dz considerada dentro del estrato en consolidación. La velocidad del agua que fluye por la dicha capita es igual a v y la diferencia de presión hidrostática entre su borde inferior y superior es $(\partial u/\partial z) dz$. La ley de Darcy (artículo 11) exige que:

$$v = ki = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -k \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (25.3)$$

Si la capa fuera incompresible, la cantidad de agua que sale de la misma sería igual a la que entra, y podríamos entonces escribir:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = 0 \quad (25.4)$$

condición que es idéntica a la condición de continuidad expresada por la ecuación 23.1. Pero al consolidarse un estrato compresible, la cantidad de agua que sale del mismo en la unidad de tiempo es mayor que la cantidad que entra, siendo esta diferencia igual a la disminución de volumen del

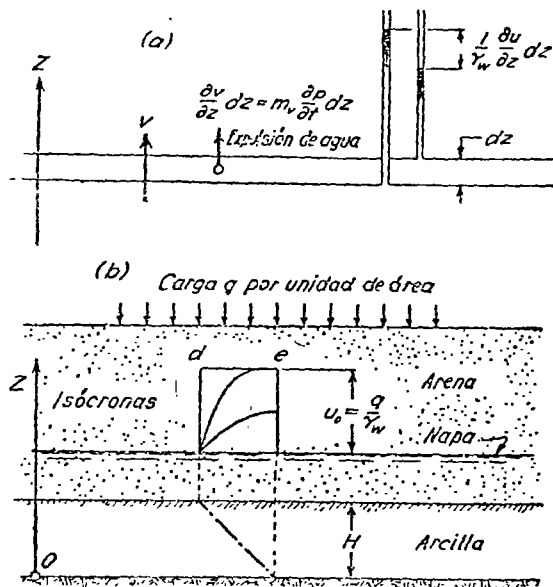


Fig. 25.3. (a) Sección vertical de un elemento delgado de una capa en consolidación, en la que se indican las presiones hidráulicas en los bordes del elemento; (b) corte vertical por la capa de arcilla en consolidación, donde se indican las condiciones hidráulicas de borde.

estrato, de modo que, utilizando la ecuación 13.2, podemos escribir, para un estrato de espesor unitario:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = m_v \frac{\partial(\Delta \bar{p})}{\partial t}$$

Como Δp es constante, la ecuación 25.2 conduce a:

$$\frac{\partial(\Delta \bar{p})}{\partial t} = - \frac{\partial u}{\partial t}$$

y

$$\frac{\partial v}{\partial z} = - m_v \frac{\partial u}{\partial t}$$

Combinando esta ecuación con la 25.3, se obtiene:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = - m_v \frac{\partial u}{\partial t} = - \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

o

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (25.5)$$

La ecuación 25.5 es la ecuación diferencial que define todo proceso de consolidación en que el drenaje se produce linealmente. La misma puede simplificarse recordando que:

$$c_v (\text{cm}^2/\text{seg}) = \frac{k (\text{cm}/\text{seg})}{\gamma_w (\text{gr}/\text{cm}^3) m_v (\text{cm}^2/\text{gr})} \quad (25.6)$$

El coeficiente c_v es el coeficiente de consolidación (ecuación 14.2). Sustituyendo:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (25.7)$$

La solución de esta ecuación debe obedecer las condiciones hidráulicas de borde, las que dependen de la carga y de las condiciones de drenaje, en la forma en que lo indican los diagramas de la figura 25.2. Las condiciones de borde que determinan la consolidación de una capa semiabierta por la acción de una presión uniforme pueden servir de ejemplo. Según lo indica la figura 25.3b, las condiciones de borde son las siguientes:

- (1) Para $t = 0$ y para cualquier distancia z a contar de la capa impermeable, la sobrepresión hidrostática es igual a Δp .
- (2) Para cualquier tiempo t , en la superficie de drenaje $z = H$, la sobrepresión hidrostática es igual a cero.
- (3) Para cualquier tiempo t , en la superficie impermeable ($z = 0$), el gradiente hidráulico es igual a cero ($\partial u/\partial z = 0$).

(4) Después de un tiempo muy largo, la sobrepresión hidrostática es igual a cero para cualquier valor de z .

Combinando la ecuación 25.7 con las condiciones de borde se obtiene el grado de consolidación U por ciento para cualquier valor de t . La ecuación de U por ciento tiene la forma:

$$U\% = f(T_v) \tag{25.8}$$

En esta expresión:

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} t \tag{25.9}$$

es un número sin dimensión que se denomina el *factor de tiempo*. Como en la ecuación 25.8 las constantes del suelo y el espesor de la capa compresible intervienen solo en la combinación representada por el factor de tiempo T_v , que es un número sin dimensión, el valor $U\% = f(T_v)$ es el mismo para cualquier capa que se consolide en idénticas condiciones de carga y drenaje. Por ello, utilizando la ecuación diferencial 25.7, se lo ha determinado para todas las condiciones posibles de importancia práctica y los resultados se han dispuesto en forma de gráficos y tablas. Por medio de estas tablas y gráficos puede resolverse cualquier problema de la práctica, sin la necesidad de otro cálculo que el que se requiere para determinar T_v , con la fórmula 25.9. La figura 25.4 representa las soluciones para los problemas ilustrados por la figura 25.2, gráficos que deben utilizarse según las instrucciones siguientes:

Para toda capa abierta (espesor = $2H$) la relación entre U por ciento y T_v viene dada por la curva C_1 , cualquiera sea la inclinación de la isócrona cero *de*, es decir, que dicha curva representa la solución de todos los problemas de consolidación ilustrados por las figuras 25.2a, b, c y e. Si la isócrona cero es horizontal, es decir, si la presión de consolidación se distribuye uniformemente en todo el espesor de la capa, la curva C_1 también representa la consolidación de una capa semiabierta de espesor H . El ejemplo que sigue ilustra la forma de utilizar el gráfico (fig. 25.4a).

El coeficiente de consolidación de una capa de espesor $2H$ (fig. 25.4) es igual a c_v y se desea determinar el tiempo t para el cual el grado de consolidación de la capa, debido a la carga impuesta por un edificio, se hace igual al 60 por ciento.

De la ecuación 25.9 se obtiene:

$$t = T_v \frac{H^2}{c_v}$$

y de la curva C_1 (fig. 25.4a) para un grado de consolidación del 60 por ciento, $T_v = 0,28$. Sustituyendo:

$$t = 0,28 \frac{H^2}{c_v} \tag{25}$$

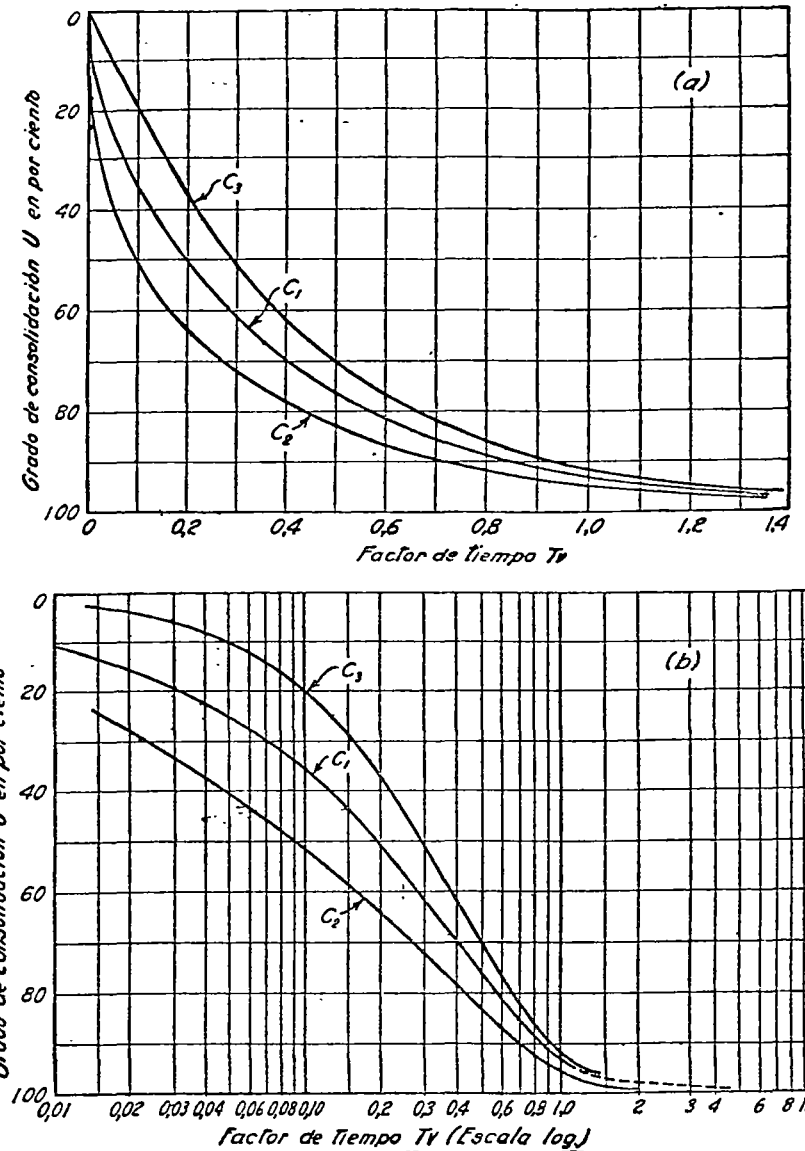


Fig. 25.4. Relación entre el factor de tiempo y el grado de consolidación. En (a) el factor de tiempo está dibujado en escala aritmética y en (b) en escala logarítmica. Las curvas C_1 , C_2 y C_3 corresponden a diferentes condiciones de carga y drenaje, que son, respectivamente, las de las figuras 25.2 a, d y e. Según Terzaghi, y Frölich, 1936).

cualquiera sea la inclinación de la isócrona cero. Si la isócrona cero de una capa de arcilla semiabierta de espesor H es horizontal, el grado de consolidación de la misma después de un tiempo t (ecuación 25.10) también será igual al 60 por ciento.

Si la presión de consolidación de una capa semiabierta disminuye de Δp , en la parte superior a cero en su borde inferior, del modo que lo indica la figura 25.2d, la relación entre U y T_v viene dada por la curva C_2 y si, por el contrario, disminuye de cero en la parte superior a Δp , en el borde inferior (fig. 25.2f), es la curva C_3 la que proporciona la relación antedicha. Para casos de distribuciones de presiones intermedias entre las anteriores, resulta suficientemente exacto determinar los valores buscados por interpolación.

La figura 25.4b representa las curvas C_1 , C_2 y C_3 dibujadas en coordenadas semilogarítmicas, las que resultan más convenientes para pequeños valores de U , pues se obtienen datos algo más exactos. La curva semilogarítmica C_1 es igual a la dibujada en trazos llenos en la figura 14.2b.

A raíz de las hipótesis simplificativas indicadas al iniciar este análisis, el cálculo de la velocidad a que se produce el asentamiento tiene el carácter de una estimación grosera. La divergencia más importante entre la teoría y la realidad se ha denominado, en el artículo 14, como efecto secundario. Según la teoría de la consolidación, la curva tiempos-asentamientos debería aproximarse a una asíntota horizontal, mientras que en la realidad termina como una tangente inclinada en la forma en que lo indica la figura 14.2a. Al presente resulta imposible predecir con seguridad el asentamiento secundario sobre la base de resultados de ensayos. La experiencia indica que el asentamiento secundario de edificios fundados en arcillas normalmente consolidadas varía, durante las primeras décadas posteriores a la construcción, entre 3 y 12 milímetros por año. Se han observado, sin embargo, como excepción, asentamientos del orden de 2,5 centímetros por año.

Es evidente que los resultados de los cálculos de asentamientos no serán ni aproximadamente correctos, a menos que las condiciones hidráulicas de borde supuestas se hallen en concordancia con las reales existentes en el terreno. Pequeñas capas continuas de arena o limo, situadas dentro del estrato de arcilla, actúan como capas de drenaje y aceleran la consolidación, mientras que simples lentes de los mismos materiales no tienen mayor efecto. Cuando las perforaciones indican que un estrato de arcilla contiene capas de arena o limo, es corriente que el ingeniero no pueda determinar si dichas capas son continuas o no. En estos casos, la teoría de la consolidación solo puede utilizarse para determinar valores límites, superior e inferior, de la velocidad de consolidación. La velocidad real permanece desconocida hasta que la misma se determina en la estructura construida*.

* La presencia de capas drenantes poco espaciadas es de una ocurrencia frecuente en formaciones de origen fluvial o deltaico, por cuyo motivo la velocidad de consolidación puede ser muy rápida en tales tipos de arcilla, cualquiera sea el espesor del estrato. (N. del T.)

Más aún, en realidad, el agua contenida en la arcilla situada debajo de una fundación cargada no solo drena en las direcciones verticales sino que también lo hace en direcciones horizontales o inclinadas, lo que involucra la consolidación tridimensional de la capa que se considera. Algunos casos de consolidación tridimensional para condiciones de borde y estado de sollicitación relativamente simples están resueltos (Biot, 1941; Gibson y McNamee, 1963). Para condiciones más complejas se pueden obtener soluciones por medio de métodos numéricos (Abbot, 1960; Gibson y Lum, 1953).

Problemas

1. De una capa de arcilla de 6 metros de espesor situada entre dos estratos de arena, se obtuvieron varias muestras representativas, que ensayadas a consolidación, dieron para c_v un valor medio de $4,92 \times 10^{-4}$ centímetros cuadrados por segundo. Un edificio construido encima de la capa aumentó la tensión vertical media sobre la misma y el edificio empezó a asentarse. ¿Cuántos días son necesarios para que produzca la mitad del asentamiento total?

Solución: 423 días.

2. Si la capa de arcilla del problema 1 contiene una delgada capa de drenaje, situada a 1,50 metros de su borde superior, ¿cuántos días se requerirían para alcanzar la mitad de la consolidación?

Solución: 238 días. *127 días consol. secundaria*

3. Una capa de arcilla de 9 metros de espesor, que descansa sobre una base rocosa impermeable, tiene un valor de c_v igual a $9,5 \times 10^{-6}$ centímetros cuadrados por segundo. La tensión de consolidación a lo largo de una recta vertical se supone que varía uniformemente de un máximo en la parte superior a cero en la base rocosa. ¿Cuántos años se necesitarán para que el asentamiento llegue al 30 % del valor final?

Resuelva el mismo problema suponiendo, en lugar de la base rocosa, un estrato permeable de arena.

Solución: 6,2; 4,75 años.

Lecturas seleccionadas

En las referencias que siguen se encuentran soluciones para la consolidación de masas de suelo con diferentes condiciones de borde.

Terzaghi, K. y O. L. Frölich (1936). *Theorie der Setzung von Tonschichten* (Teoría del asentamiento de las capas de arcilla). Leipzig, Deuticke, 166 págs.

Gray, H. (1945). "Simultaneous consolidation of contiguous layers of unlike compressible soils", *Trans. ASCE*, 110, págs. 1327-1344.

Barron, R. A. (1948). "Consolidation of fine-grained soils by drain wells", *Trans. ASCE*, 113, págs. 718-742.

Gibson, R. E. y P. Lum (1953). "Numerical solution of some problems in the consolidation of clay", *Proceedings Institute of Civil Engineers*, London, Partes 1 y 2, págs. 182-198.

Carslaw, H. S. y J. C. Jaeger (1959). *Conduction of heat in solids*, Oxford, Clarendon Press, segunda edición, 510 págs.

Abbot, M. B. (1960). "One-dimensional consolidation of multi-layered soils", *Geotechnique*, 10, págs. 151-165.

Gibson, R. E. y J. McNamee (1963). "A three-dimensional problem of the consolidation of a semi-infinite clay stratum", *Quart. Journal Mechanics and Applied Mathematics*, 16, Parte 1, págs. 115-127.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

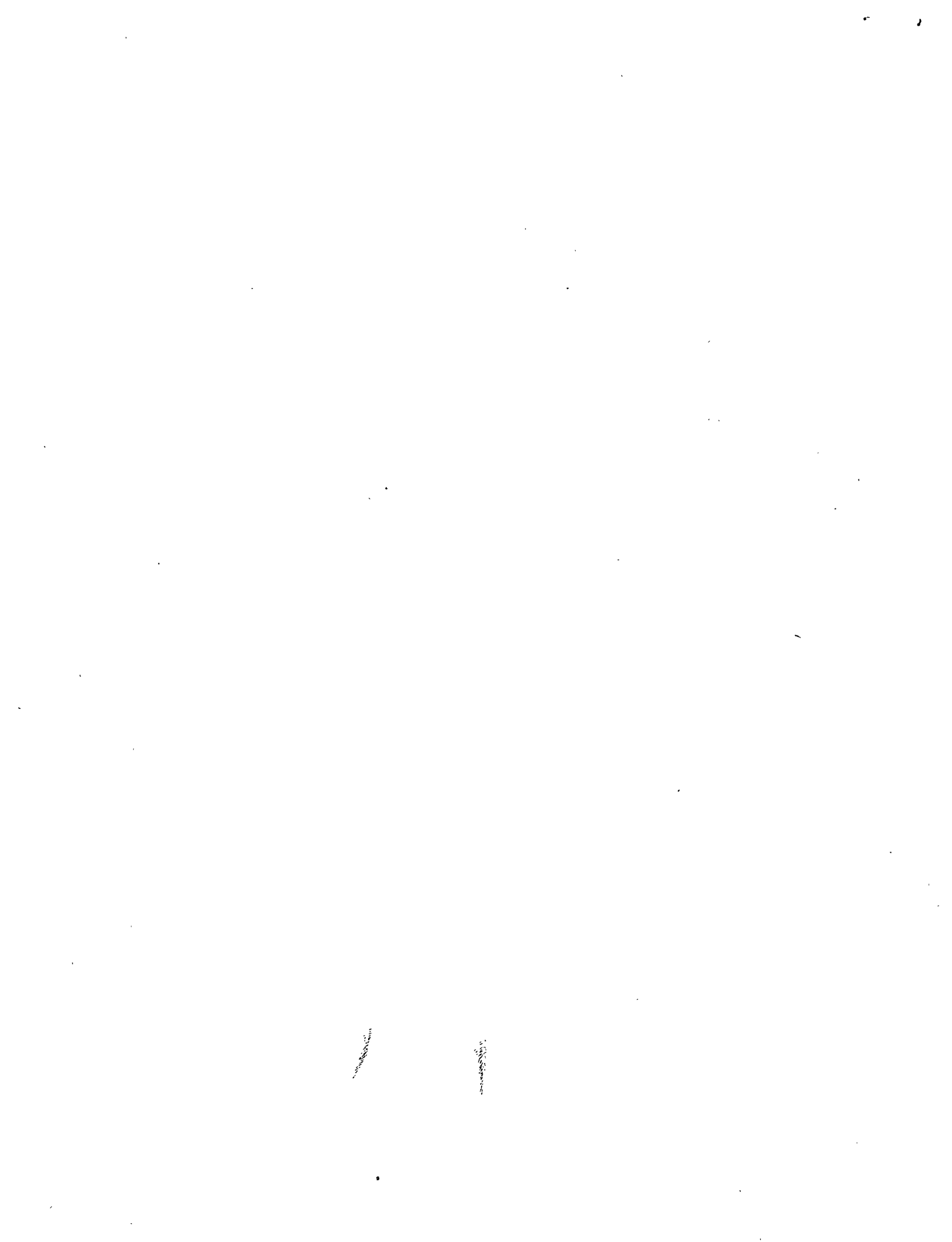


INGENIERIA DE CIMENTACIONES

CONSOLIDACION

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.



Problemas

1. Una arena compuesta de elementos sólidos con peso específico 2,60 gr por cm cúbico tiene una relación de vacíos de 0,572. Calcule el peso unitario de la arena seca, de la arena saturada y compare estos valores con el peso unitario efectivo de la arena sumergida.

Solución: $\gamma_s = 1,65$; $\gamma = 2,02$; $\gamma' = 1,02$ gr/cm³.

2. En un espeso depósito de arena muy fina, la napa freática se encuentra a 1,20 metros debajo de la superficie. Sobre la napa, el suelo se encuentra saturado de agua capilar. El peso unitario de la arena saturada es 2000 kg por m cúbico. ¿Cuál es la presión vertical efectiva sobre un plano horizontal situado 4,00 m debajo de la superficie?

Solución: 0,52 kg/cm².

3. Un estrato sumergido de arcilla tiene un espesor de 15 m. El contenido medio de humedad de las muestras tomadas del estrato es del 54 por ciento y el peso específico absoluto de sus elementos sólidos de 2,78 gr por cm³. Se desea saber cuál es la presión vertical efectiva en el fondo del estrato, originada por el peso del mismo.

Solución: 1,07 kg/cm².

4. El peso específico absoluto de las partículas de una arena es de 2,66 gr por cm cúbico y su porosidad, en estado suelto, del 45 por ciento y, en estado denso, del 37 por ciento. ¿Cuál es el gradiente hidráulico crítico para ambos estados?

Solución: 0,91; 1,05.

5. En un estrato de arcilla resistente saturado, de peso unitario 1750 kg por metro cúbico, se efectuó una gran excavación a cielo abierto. Cuando la excavación había alcanzado 7,50 m, el fondo comenzó a elevarse fisurándose poco a poco hasta que finalmente la excavación fue inundada por el ascenso de una mezcla de arena y agua. Perforaciones efectuadas *a posteriori* indicaron que debajo del estrato de arcilla, que se extendía hasta una profundidad de 11 metros, existía una capa de arena. Se desea saber hasta qué altura hubiese ascendido el agua, por arriba de la capa de arena, si antes de la excavación se hubiera efectuado una perforación.

Solución: 6,10 metros por encima del plano superior del estrato de arena.

Lecturas seleccionadas

A. W. Skempton trata la historia y la importancia del concepto de la tensión efectiva en "Terzaghi's discovery of effective stress" en *From theory to practice in soil mechanics*, New York, Wiley, 1960, págs. 42-53.

ART. 13 COMPRESIBILIDAD DE ESTRATOS CONFINADOS DE SUELO

Introducción

Si las zapatas de fundación de un edificio se encuentran apoyadas directamente sobre una capa de arcilla blanda, es probable que sufran un asentamiento excesivo y que quizás lleguen hasta a hundirse en el suelo. Condiciones tan desfavorables del suelo de fundación se perciben fácilmente, de modo que los proyectistas reconocen generalmente las posibles dificultades y establecen sus fundaciones sobre pilotes o pilares que atraviesan la capa blanda y descansan sobre estratos firmes.

Por el contrario, si debajo de un espeso estrato de arena existe una capa delgada de arcilla blanda, las consecuencias que puede traer la presencia de dicha capa no son tan fáciles de prever. Antes del advenimiento de la mecánica de suelos muchos ingenieros creían que el asentamiento de una zapata dependía exclusivamente de la naturaleza del suelo situado inmediatamente debajo de ella, de modo que si la arcilla blanda se encontraba situada a más de 3 ó 4 metros por debajo de la cota de fundación, su existencia era comúnmente ignorada. Aun hoy hay ingenieros que olvidan tener en cuenta su presencia, sin considerar que la consolidación gradual de la arcilla por el peso del edificio puede originar asentamientos excesivos y no uniformes (véase artículo 54).

A causa de la relativa frecuencia con que han aparecido asentamientos no previstos, originados por este tipo de situación, la compresibilidad de los estratos confinados de arcilla ha recibido una atención creciente durante las últimas décadas. Se han desarrollado, como consecuencia, métodos que permiten calcular o estimar la magnitud y la distribución de los asentamientos que se producen en tales casos específicos, de modo que si se considera que éstos resultan excesivos, es siempre posible modificar el proyecto de las fundaciones antes de iniciar su construcción.

La adherencia y la fricción en los bordes de los estratos confinados de arcilla impiden que éstos se expandan en sentido horizontal; así que los datos necesarios para calcular los asentamientos causados por la compresión de estratos confinados de arcilla pueden obtenerse efectuando ensayos sobre muestras del material mantenidas lateralmente confinadas*.

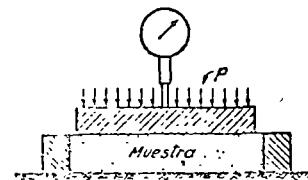


Fig. 13.1. Aparato para realizar ensayos de compresión lateralmente confinada sobre muestras de suelo.

Método de ensayo

El ensayo de compresión confinada o ensayo de consolidación se realiza colocando una muestra de arcilla dentro de un aro, como lo indica la figura 13.1, y cargándola uniformemente por la interposición de un disco rígido. La compresión del suelo es medida utilizando un dial o comparador micrométrico. Si el suelo está saturado, la muestra se coloca entre dos piezas porosas que permitan el escape del agua durante la compresión.

Los resultados del ensayo se presentan gráficamente indicando en escala natural la relación de vacíos e en el eje vertical y la presión p en el eje

* Debe entenderse que estos ensayos son en verdad representativos solamente para estratos confinados relativamente delgados respecto al tamaño de la fundación. (N. del T.)

horizontal. La curva resultante se denomina *curva e-p*. Es corriente también dibujar tomando *e* en escala natural y *p* en escala logarítmica, y en este caso se obtiene la *curva e-log p*. Como las dos formas de indicar las curvas de consolidación tienen sus ventajas, en esta obra se utilizan ambos diagramas.

Antes de seguir adelante debe hacerse un distinguo entre los suelos considerados en su estado natural y aquellos en los que su estructura original ha sido destruida por un amasado (véase artículo 7). Las partículas de un suelo amasado alcanzan su posición final bajo el efecto de un proceso que involucra el desplazamiento de los puntos de contacto previamente existentes entre las mismas, mientras que las partículas de un estrato natural han sido depositadas grano por grano, de modo que no es de extrañar que las masas resultantes tengan estructuras muy distintas. Además, en un depósito natural, las partículas de la mayoría de los suelos no han cambiado sus posiciones relativas en cientos o aun miles de años, mientras que en un suelo amasado o en un polvo mineral obtenido artificialmente, dichas posiciones datan de solo pocas horas o días antes de realizarse el ensayo. Un punto de contacto de larga duración puede dar lugar al desarrollo de una cohesión molecular entre los granos, que no existe en el caso de suelos amasados. Por estas razones, la correspondencia entre presión y relación de vacíos para suelos amasados puede ser muy distinta de la existente en el caso de suelos inalterados, así que se tratan separadamente.

Compresibilidad de minerales triturados y de suelos amasados

La figura 13.2a muestra varias curvas *e-p* típicas, y la figura 13.2b las mismas curvas dibujadas en escala *e-log p*. Las curvas *a*, *b* y *d* de la figura 13.2a ilustran el efecto de la forma de los granos sobre la compresibilidad del suelo.

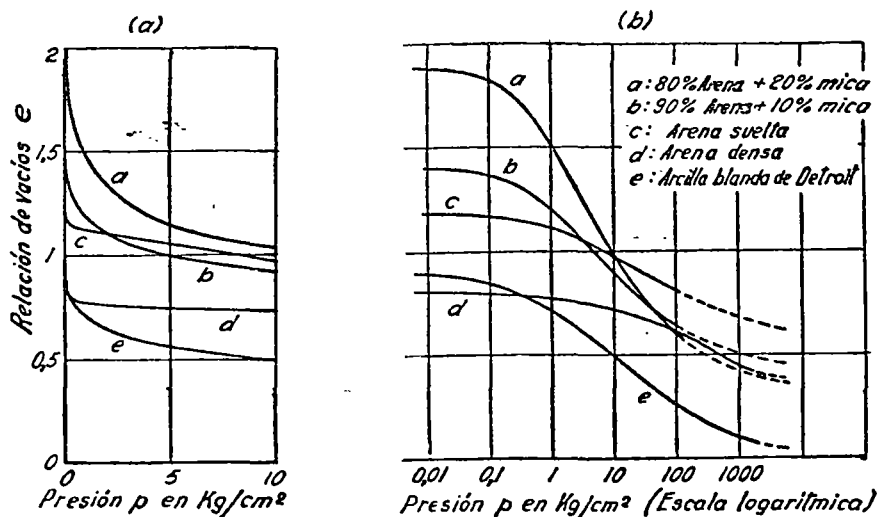


Fig. 13.2. Resultados de ensayos a la compresión lateralmente confinada sobre muestras de suelo preparadas en laboratorio. (a) Curvas *e-p* típicas; (b) las mismas curvas representadas en escala *e-log p*.

La curva *a* corresponde a una mezcla de 80 por ciento de arena y 20 por ciento de mica; la curva *b* al 90 por ciento de arena y 10 por ciento de mica y la curva *d* al 100 por ciento de arena. Todas las muestras fueron previamente compactadas con una varilla metálica y luego vibradas (Gilboy, 1928). Estas curvas demuestran que la compresibilidad aumenta rápidamente al incrementarse el porcentaje de partículas en forma de escamas. La figura 13.2a indica además que la inclinación media de la curva *d*, de la arena densa, es mucho menor que la que corresponde a la curva *c* de la misma arena en estado suelto, y que la relación de vacíos de una arena suelta, aun bajo una presión muy grande, es mayor que la que tiene la misma arena en estado denso bajo presión nula.

La figura 13.2a muestra también que la curva *e-p*, que corresponde a una muestra de arcilla blanda amasada, es muy similar a la curva que se

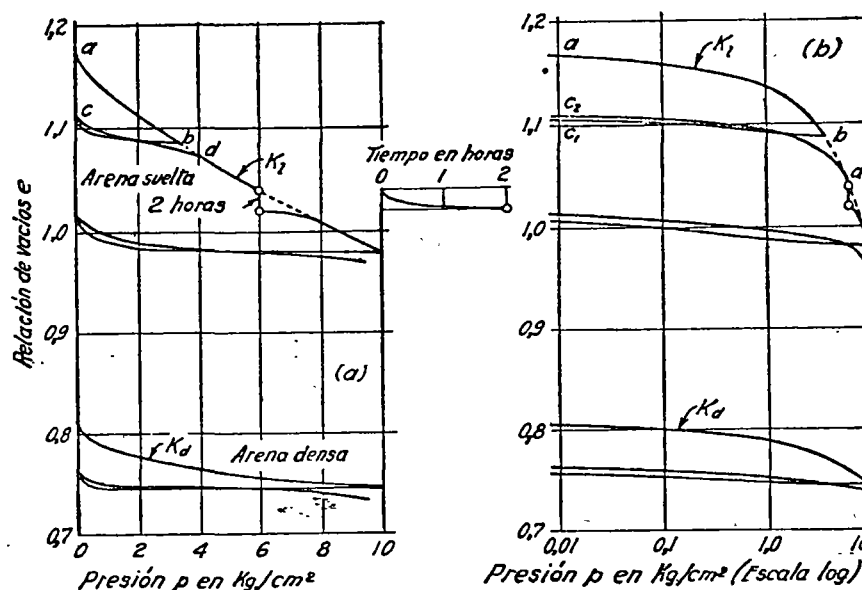


Fig. 13.3. (a y b) Relación entre *e* y *p* para ensayos a la compresión lateralmente confinada de arenas.

obtiene para una mezcla de 90 por ciento de arena y 10 por ciento de mica, con la diferencia de que la relación de vacíos de la arcilla bajo una presión dada es mucho menor que la relación de vacíos de la mezcla arena-mica bajo la misma presión.

Todas las curvas *e-log p* indicadas en la figura 13.2b tienen ciertas características en común: se inician con una tangente horizontal y probablemente terminan con una tangente que es también casi horizontal, estando los dos trozos extremos unidos por una parte central bastante recta. Para las arenas, la parte central es recta para presiones comprendidas entre apro-

ximadamente 10 y 100 kg por cm cuadrado, presión esta última a la cual se inicia la trituración de los granos, lo que origina un aumento en la inclinación de la curva. Esta inclinación permanece después constante hasta aproximadamente 1000 kg por cm cuadrado, a partir de cuya presión comienza nuevamente a disminuir (Hendrom, 1963). La inclinación de la parte media de las curvas obtenidas con las arcillas blandas amasadas disminuye tan poco para presiones comprendidas entre 1 y 2000 kg por cm cuadrado que las curvas pueden tomarse como líneas rectas en toda esta extensión (Akagi, 1960). La parte media de las curvas obtenidas con mezclas de arena y mica son prácticamente rectas para presiones comprendidas entre 1 y 10 kg por cm cuadrado. Más allá de esta presión, la inclinación de las curvas disminuye hasta alcanzar una tangente casi horizontal.

Dos fenómenos más son de un interés especial en relación con la compresibilidad de los suelos en general. Estos son: la forma en que progresa con el tiempo la compresión y el cambio de volumen causado por la remoción temporal de la carga.

La figura 13.3 ilustra sobre las relaciones entre tiempo y compresión en el caso de arenas. En esta figura K_1 representa la forma en que disminuye la relación de vacíos de una arena suelta cuando la presión aumenta de manera continua y bastante rápidamente. Si se interrumpe el incremento de la carga, la relación de vacíos sigue disminuyendo a carga constante, como lo indica el escalón vertical de la curva $e-p$ y como lo muestra además la curva $e-tiempo$ correspondiente a dicho paso. Si después de una interrupción se reanuda el aumento de carga a la misma velocidad anterior, la curva K_1 empalma suavemente hasta confundirse con la curva que se

hubiese obtenido si no hubiera habido interrupción alguna. La disminución en la relación de vacíos que se produce a carga constante es debida a un retardo en el ajuste de la posición de los granos a la nueva presión aumentada.

Efectos similares que corresponden a causa idéntica se observan también cuando una muestra de arcilla amasada es sometida a ensayo. En este caso, sin embargo, dichos efectos vienen combinados con otro mucho más importante: el retardo producido por la baja permeabilidad de la arcilla. A causa de este retardo, por el cual la deformación bajo una carga dada necesita cierto tiempo para producirse, una curva $e-p$ no tiene sentido físico definido, a menos que cada punto corresponda a un estado para el cual la relación de vacíos a carga constante ha alcanzado también un valor constante.

La figura 13.3 muestra también el cambio producido en la relación de vacíos cuando se retira temporalmente la carga. El efecto proveniente de la remoción de la carga está representado por la *curva de descarga* bc ; y aquel que resulta de una nueva aplicación, por la *curva de recompresión* cd . En el caso de arcillas, bc se distingue como la *curva de hinchamiento*. El área comprendida entre la curva de descarga y la de recompresión es lo que se conoce como un *lazo de histéresis*. Los lazos de histéresis para los distintos suelos difieren solo por su inclinación y su ancho. En los diagramas dibujados en escala aritmética son cóncavos hacia arriba, mientras que en escala semilogarítmica son cóncavos hacia abajo. La figura 13.4 muestra un lazo de histéresis para una mezcla compuesta de 90 por ciento de arena y 10 por ciento de mica. Los lazos de histéresis de las arcillas amasadas son muy similares a éste.

Arenas inalteradas

En la naturaleza todas las arenas se encuentran más o menos estratificadas. La compresibilidad de un depósito estratificado en la dirección de los planos de estratificación es algo menor que en una dirección normal a éstos. Además, la mayoría de las arenas naturales contienen al menos algún vestigio de material cementante y, por arriba de la napa freática, siempre contienen algo de humedad, factores ambos que producen cohesión. Por otro lado, algunas arenas tienen en estado natural una densidad relativa mayor de la que se puede obtener en el laboratorio por cualquier método artificial que no sea la vibración. Otras arenas tienen en su estado natural una estructura muy inestable que puede aproximarse en el laboratorio solo preparando probetas extremadamente sueltas, con procedimientos especiales (artículo 17). Estos hechos sugieren que la estructura de las arenas en la naturaleza puede ser algo diferente de la que adquieren en muestras preparadas en el laboratorio. Sin embargo, si las relaciones de vacíos de arenas idénticas son las mismas en ambos casos, en general, sus compresibilidades son también aproximadamente iguales.

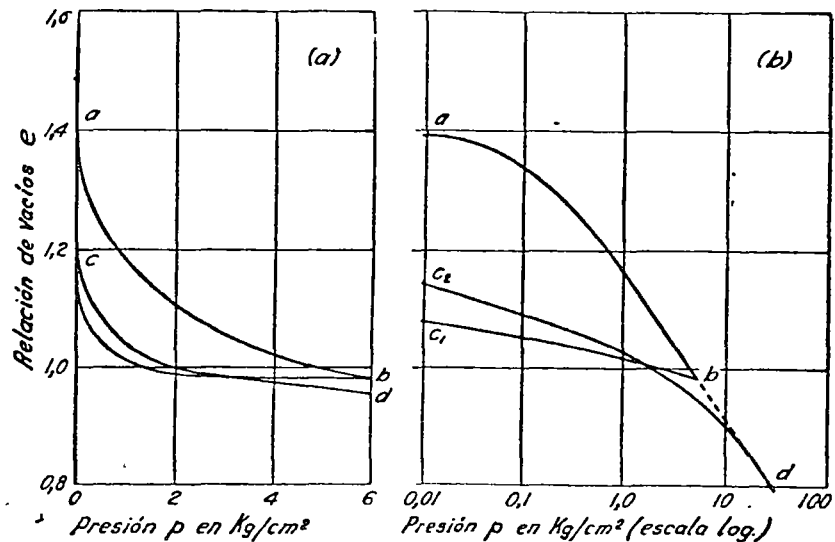
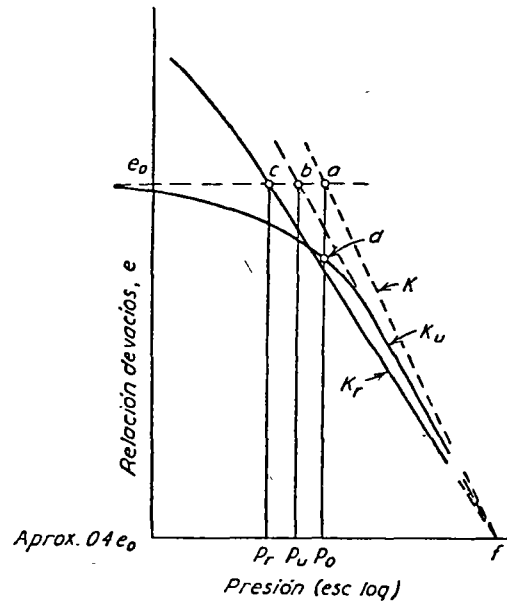


Fig. 13.4. Relación entre e y p para una muestra densa, lateralmente confinada, compuesta de 90 por ciento de arena y 10 por ciento de mica.

Arcillas inalteradas no sensitivas normalmente consolidadas

El estudio que sigue será limitado a aquellas arcillas que nunca estuvieron sometidas a una presión mayor que la que corresponde a su cubierta actual, es decir, de la que soportan al presente por efecto de las capas de suelo situadas sobre ellas. Tales arcillas se conocen como *normalmente consolidadas*. La experiencia acumulada indica que el contenido natural de humedad w de las arcillas normalmente consolidadas se encuentra comúnmente cerca del límite líquido L_w . Si w está muy por debajo de L_w , la excepción a la regla se debe en general a que la sensibilidad de la arcilla



13.5. Relaciones entre e y p para una arcilla de sensibilidad ordinaria; K_r , para la arcilla amasada; K_u , para la muestra inalterada de arcilla en el laboratorio; K , para la arcilla en estado natural en el terreno.

(artículo 7) es excepcionalmente baja. Por el contrario, si w es mucho mayor que L_w , dicha excepción se debe, en general, a que la arcilla tiene una alta sensibilidad. De cualquier modo, las arcillas normalmente consolidadas son siempre blandas hasta profundidades considerables.

Con el objeto de obtener datos con respecto a la compresibilidad de un estrato confinado de arcilla normalmente consolidada no sensitiva situada a una profundidad D , se ensaya una muestra inalterada del material, tomada de dicha profundidad efectuando una perforación. En la figura 13.5, las coordenadas del punto a representan la relación natural de vacíos e_0 de la muestra y la presión efectiva p_0 a que el suelo a la profundidad D se encuen-

tra sometido por efecto del peso de la cubierta. La presión p_0 es igual a la suma del peso del suelo sumergido situado entre la profundidad D y la napa freática y el peso total, suelo más humedad, del material situado por encima de la napa.

Durante la toma de muestra, la presión que soporta la arcilla es reducida a un valor muy pequeño, mientras que su contenido de humedad permanece casi inalterado. En la figura 13.5 este proceso viene representado por la línea punteada ae_0 . Si la presión en la muestra es nuevamente aumentada sometiendo el suelo a un ensayo de consolidación, la relación de vacíos de las arcillas ordinarias de baja o mediana sensibilidad disminuye al aumentar la carga, siguiendo la ley indicada por la línea K_u . La parte curva de K_u , que representa la recompresión del material y es similar a la curva c_2d de la figura 13.4b, empalma con una línea recta. La prolongación hacia arriba de la parte recta de K_u corresponde a la tangente db de la curva c_2d de la figura 13.4b e intersecta a la horizontal trazada por el punto a , figura 13.5, en el punto b . La experiencia indica que, para arcillas normalmente consolidadas, el punto b se encuentra siempre situado a la izquierda del punto a .

Si se toma la misma muestra de arcilla y mezclándola con agua se la transforma en una pasta espesa para consolidarla luego gradualmente, sometiéndola a cargas crecientes, se obtiene en el diagrama e - $\log p$, la línea K_r de la figura 13.5. Por debajo del punto c esta línea es casi una recta y, si bien su inclinación es algo menor que la de la parte recta de K_u , su prolongación hacia abajo intersecta la continuación de la parte recta de K_u en un punto f , que corresponde a una relación de vacíos aproximadamente igual a $0,4e_0$ (Schmertmann, 1953).

La línea de consolidación K , que representa la relación real entre e y el $\log p$ en el terreno, debe pasar, como es obvio, por el punto a . A pesar de ello, ninguna de las dos curvas de laboratorio, K_u y K_r , pasa por dicho punto, resultando entonces evidente que la línea K puede solo ser determinada por medio de una extrapolación de los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio. Como las dos líneas K_u y K_r son rectas y se intersectan aproximadamente a la altura $e = 0,4e_0$, parece razonable suponer que la línea e - $\log p$ del suelo en el terreno sea también una línea recta que, pasando por el punto a , al ser prolongada hacia abajo corte la ordenada $e = 0,4e_0$ en el punto f . La línea así obtenida, se llama *línea de consolidación en el terreno*.

Si no se dispone de muestras inalteradas, el punto f puede ser determinado con suficiente aproximación por medio de una línea e - $\log p$ para una muestra amasada, K_r de la figura 13.5, siempre que la carga sea llevada por lo menos hasta 20 kg por cm cuadrado.

El valor de la relación p_u/p_0 entre las presiones representadas por las abscisas de b y a , figura 13.5, indica hasta qué grado la estructura de la muestra ha sido alterada. Los valores de esta relación oscilan entre 0,3 y 0,7, con un término medio de 0,5, con la característica de que una dispersión considerable de valores es muy común aun para muestras tomadas con un mismo sacamuestras de una misma perforación. Se deduce, por lo tanto, que el valor de p_u/p_0 depende en gran parte de factores accidentales, tales

como las variaciones en la sensibilidad de la arcilla y de si la probeta ensayada fue tomada de la parte superior, media o inferior del tubo sacamuestras.

Las líneas *K* de consolidación en el terreno (fig. 13.5) sirven de base para el cálculo de los asentamientos de las estructuras situadas sobre estratos confinados de arcillas normalmente consolidadas*. El peso de la estructura o del terraplén, según sea el caso, incrementa la presión a que está sometida la arcilla desde p_0 al valor $p_0 + \Delta p$ y origina una disminución de la relación de vacíos desde e_0 hasta e . Se puede, entonces, dentro del intervalo $p_0, p_0 + \Delta p$, escribir:

$$e_0 - e = \Delta e = a_v \Delta p$$

El valor:

$$a_v(\text{cm}^2/\text{gr}) = \frac{e_0 - e}{\Delta p(\text{gr}/\text{cm}^2)} \quad (13.1)$$

se llama *coeficiente de compresibilidad* dentro del intervalo $p_0, p_0 + \Delta p$. Para una diferencia de presión dada, el valor del coeficiente de compresibilidad disminuye a medida que la presión aumenta.

La disminución de porosidad Δn , por unidad de volumen original de suelo, que corresponde a la disminución Δe , puede calcularse utilizando la ecuación 6.2:

$$\Delta n = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

donde e_0 es la relación de vacíos inicial. Resulta entonces:

$$\Delta n = \frac{a_v}{1 + e_0} \Delta p = m_v \Delta p \quad (13.2)$$

en la cual:

$$m_v(\text{cm}^2/\text{gr}) = \frac{a_v(\text{cm}^2/\text{gr})}{1 + e_0} \quad (13.3)$$

se denomina *coeficiente de compresibilidad volumétrica* y representa la compresión de la arcilla por unidad de espesor original bajo la influencia de un aumento unitario de presión. Si H es el espesor de una capa de arcilla que se encuentra solicitada bajo una presión p , un aumento de presión Δp reduce el espesor del estrato en el valor:

$$S = H \cdot \Delta p \cdot m_v \quad (13.4)$$

* Como repetida y sistemáticamente lo especifican los autores, con el ensayo de consolidación se obtienen las características de deformación de estratos confinados de arcilla. Sirve por tanto para calcular los asentamientos que producen aquellos estratos de suelos que cumplen con esa condición. En particular, la experiencia ha ido demostrando que es solo aplicable estrictamente a un muy limitado rango de problemas en los que interviene una capa de arcilla normalmente consolidada, relativamente delgada respecto al ancho de la fundación y que se ve sometida a una carga que en su espesor puede considerarse como uniformemente distribuida o bien poco variable. En casos diversos proporciona soluciones que pueden llegar a ser solo groseramente aproximadas y aún muy alejadas de la realidad. (N. del T.)

La línea *K*, de consolidación en el terreno de las arcillas ordinarias, tiene en un diagrama semilogarítmico la forma de una línea recta, como lo indica la figura 13.5, y puede ser expresada por la ecuación:

$$e = e_0 - C_c \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.5)$$

en la cual C_c (coeficiente sin dimensión), llamado *índice de compresión*, es igual a la tangente del ángulo de inclinación de la parte recta de *K*. Al contrario de lo que ocurre con a_v y m_v , que disminuyen rápidamente al aumentar los valores de la presión p_0 , el coeficiente C_c es una constante y la ecuación 13.5 que la contiene es válida dentro de un intervalo grande de presiones.

En un diagrama semilogarítmico, la curva de descarga, como la bc_1 de la figura 13.4b, es también bastante recta dentro de un gran intervalo; así que para una disminución de presión desde p a $p - \Delta p$, dicha curva puede ser expresada por la ecuación:

$$e = e_1 + C_s \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.5a)$$

en la que C_s (coeficiente sin dimensión), llamado *índice de hinchamiento*, es proporcional al aumento de volumen que se origina cuando se retira la carga que actúa sobre la arcilla.

Combinando la ecuación 13.5 con las 13.1 y 13.3 resulta:

$$a_v = \frac{C_c}{\Delta p} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.6)$$

y

$$m_v = \frac{C_c}{\Delta p(1 + e_0)} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.7)$$

Sustituyendo en la ecuación 13.4 el valor de m_v , se obtiene la compresión S que sufre el estrato confinado de arcilla normalmente consolidada:

$$S = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.8)$$

Si la arcilla es amasada, su curva e - $\log p$ cambia de *K* a *K_r* (fig. 13.5), que es también una recta dentro de un intervalo extenso, y puede por tanto ser expresada por la ecuación:

$$e = e_0 - C'_c \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.9)$$

análoga a la ecuación 13.5. El símbolo C'_c , que representa el índice de compresión de la arcilla amasada, es igual a la tangente del ángulo de inclinación de la parte recta de *K_r*. Sus valores para las distintas arcillas aumentan en forma consistente a medida que aumenta el límite líquido, como lo indica

la figura 13.6. Las abscisas de los puntos indicados en el diagrama representan el límite líquido L_w , y las ordenadas los valores correspondientes de C_c' para las diferentes arcillas. Las muestras fueron elegidas al azar y provienen de diferentes partes del mundo, incluyéndose en el conjunto tanto las arcillas ordinarias como las extrasensitivas. Todos los puntos están situados cerca de una línea recta de ecuación:

$$C_c' = 0,007 (L_w - 10 \%) \quad (13.10)$$

en la cual L_w es el límite líquido expresado en por ciento del peso seco de la arcilla. La dispersión de los valores reales de C_c' con respecto a los determinados por medio de la ecuación 13.10 varía entre ± 30 por ciento (Skempton, 1944).

Para una arcilla ordinaria normalmente consolidada de mediana o baja sensibilidad, las líneas K_r y K son rectas en una gran extensión de su desarrollo y los valores de C_c que corresponden a la línea K de consolidación en el terreno resultan aproximadamente iguales a $1,30 C_c'$ (ecuación 13.10), es decir:

$$C_c \sim 1,30 C_c' = 0,009 (L_w - 10 \%) \quad (13.11)$$

Si se conoce el valor C_c de un estrato de arcilla, la compresión que produciría una sobrecarga Δp puede calcularse por medio de la ecuación 13.8. Para arcillas normalmente consolidadas, el valor de C_c puede ser estimado en forma aproximada utilizando la ecuación 13.11, de modo que puede determinarse el orden de magnitud del asentamiento probable de una estructura situada sobre un estrato de arcilla de este tipo, sin necesidad de hacer otros ensayos que la determinación de límites líquidos.

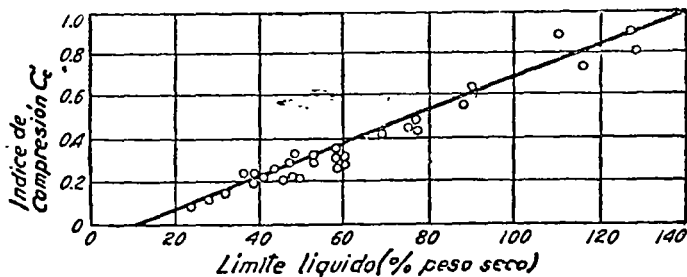


Fig 13.6. Relación entre límite líquido e índice de compresión para arcillas amasadas. (Según A. W. Skempton, 1944, y otros.)

Arcillas inalteradas preconsolidadas

Se dice que una arcilla ha sido preconsolidada cuando alguna vez en su historia geológica ha estado sometida a una presión mayor de la que resulta de su cubierta actual. Esta mayor presión temporaria pudo haber sido causada por el peso de estratos de suelo que fueron luego erosionados,

por el peso de hielo que más tarde se derritió, o bien por desecación debida a que la arcilla estuvo temporariamente expuesta al aire. Si esta presión mayor Δp_0 fue menor de unos 4 kilogramos por centímetro cuadrado, la arcilla puede encontrarse aún en estado blando; pero si fue mayor, la arcilla es compacta.

La figura 13.7 ilustra dos procesos geológicos que llevan a la preconsolidación de arcillas. Todos los estratos situados por arriba de la roca fueron depositados en un lago cuando el nivel del agua se encontraba por encima de la superficie actual del terreno alto. Luego parte de los estratos fueron erosionados y el contenido de humedad de la arcilla del estrato B aumentó un poco en la zona erosionada (a la derecha en la figura), y disminuyó considerablemente en la parte no erosionada (a la izquierda) a causa del descenso de la napa freática. Con respecto a su cubierta actual,

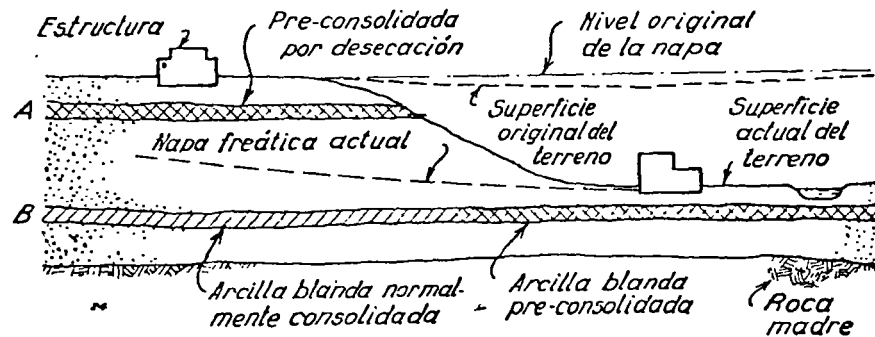


Fig. 13.7. Diagrama que indica dos procesos geológicos conducentes a la preconsolidación de arcillas.

la arcilla de la derecha es una arcilla blanda preconsolidada, mientras que la de la izquierda es también blanda, pero normalmente consolidada.

A medida que el nivel freático descendía de su posición original a la posición actual por debajo de la superficie del valle erosionado, los estratos de arena situados arriba y abajo de la capa superior A de arcilla drenaron poco a poco el agua que contenía, y por lo tanto la capa A se fue secando. En el artículo 21 se demuestra que un proceso de desecación de esta naturaleza resulta mecánicamente equivalente a la consolidación bajo carga y por ello se dice que la capa A ha sido *preconsolidada por desecación*.

Cuando un estrato de arcilla se forma por sedimentación en una extensión de agua sujeta a variaciones cíclicas de nivel, las porciones más altas de la superficie del sedimento pueden quedar al descubierto de tiempo en tiempo, formándose en correspondencia con las mismas costras de arcilla desecada. Cuando el nivel del agua vuelve a aumentar, estas costras son cubiertas de sedimentos frescos y su contenido de humedad aumenta, pero a pesar de ello permanece anormalmente bajo, formando capas o lentes de arcilla preconsolidada entremezcladas con capas de arcilla normalmente consolidada.

Si una capa de arcilla resistente se encuentra situada sobre otra capa de arcilla blanda de la misma naturaleza, salvo raras excepciones, la diferencia en consistencia proviene de que la capa superior ha sido preconsolidada por desecación. Aún más: si la capa superior estuvo expuesta por mucho tiempo a la atmósfera, es muy probable que haya sido decolorada por oxidación. Por ejemplo, en Chicago se encuentra una espesa capa de arcilla blanda normalmente consolidada de color grisáceo cubierta por una capa resistente preconsolidada de arcilla amarilla y gris de un espesor comprendido entre 0,60 y 1,80 metros. En el sur de Suecia se han encontrado capas de arcillas glaciares preconsolidadas situadas entre capas de arcilla blanda normalmente consolidadas de la misma naturaleza. En algunos casos, las costras resistentes se pueden haber formado sin emerger, por un proceso de transformación subacua o por intercambio de bases (Moum y Rosenqvist, 1957).

En la figura 13.8 se muestra por medio de diagramas dibujados en escala aritmética la influencia que la preconsolidación ejerce sobre la correspondencia entre presión y relación de vacíos. La figura 13.8a representa la relación entre e y p para la parte normalmente consolidada de la arcilla del estrato B de la figura 13.7 y la figura 13.8b esta misma relación para la parte preconsolidada del mismo estrato. En ambos diagramas el punto a' representa el estado de la arcilla antes de que se iniciara la erosión, en cuyo momento el nivel freático estaba situado por arriba del estrato A y la presión unitaria efectiva sobre todo el estrato B era igual a p_0' . Como la erosión estuvo unida a un descenso de la capa freática con poco cambio de la presión total que soportaba la parte izquierda del estrato B, la presión efectiva sobre éste aumentó de p_0' a p_0 y el punto que representa el estado de la arcilla (figura 13.8a), se desplazó de a' hasta a .

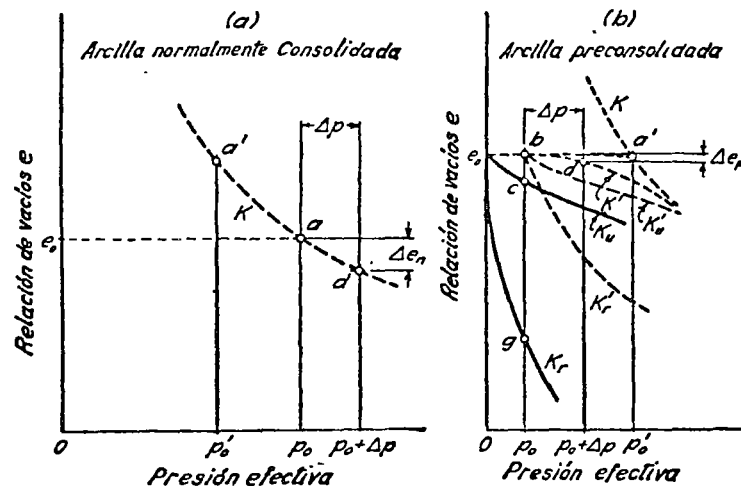


Fig. 13.8. (a) Relación entre e y p , en el terreno, para una arcilla normalmente consolidada; (b) relaciones entre e y p para una arcilla similar preconsolidada.

En la parte derecha del estrato B, el descenso de la capa freática tuvo lugar en forma simultánea con la erosión de la mayor parte de la sobrecarga y la presión efectiva disminuyó de p_0' a p_0 pasando la arcilla del estado a' al estado b (fig. 13.8b), originándose solo un pequeño aumento de la relación de vacíos.

Un aumento Δp de la presión efectiva que soporta la parte normalmente consolidada del estrato B, ocasionado por ejemplo por la construcción de un gran edificio en el terreno alto, reduce la relación de vacíos de la arcilla situada debajo de su fundación en la cantidad Δe_n (fig. 13.8a), y la arcilla pasa del estado a al estado d . Un incremento similar de la presión efectiva sobre la parte preconsolidada del estrato B reduce la relación de vacíos en Δe_p (fig. 13.8b), y la arcilla pasa del estado b al estado d .

Si se tomasen muestras alteradas de las dos partes del estrato B, se tendría probablemente la impresión de que la arcilla preconsolidada es más blanda que la normalmente consolidada pues el contenido de humedad de la parte preconsolidada del estrato, en el momento de extraer la muestra, sería apreciablemente mayor que el que le corresponde a la parte normalmente consolidada. A pesar de esto, si Δp es menor de aproximadamente un medio de la diferencia $p_0' - p_0$, la compresión Δe_p del estrato preconsolidado será mucho menor que la compresión Δe_n del estrato normalmente consolidado. Esto se debe al hecho de que el punto que representa el estado en el terreno de la arcilla normalmente consolidada se desplaza de a a d (fig. 13.8a) en la curva que indica la disminución de la relación de vacíos para una presión que aumenta en forma constante, mientras que para la arcilla preconsolidada lo hace en la curva de recompresión desde b hasta d (fig. 13.8b). Ahora bien, como indican las figuras 13.3 y 13.4, la inclinación de la curva de recompresión es mucho menor que la de compresión directa.

Haciendo ensayos de consolidación sobre muestras representativas, se puede derivar alguna idea de la compresión que la parte preconsolidada del estrato B experimentará bajo el peso del edificio. Sin embargo, debido precisamente a la preconsolidación, la curva $e-p$ del suelo en el terreno suele diferir notablemente de la que se obtiene en ensayos de laboratorio. La magnitud de esta diferencia depende del grado de alteración de las muestras.

Si la muestra está muy alterada, en el laboratorio la relación entre e y p se asemeja a la curva empinada K_r de la figura 13.8b. Si a las ordenadas de esta curva les agregamos la distancia bg se obtiene la curva K_r' , que pasa por el punto b que indica el estado de la arcilla en la naturaleza, pero aun así, la experiencia demuestra que la curva K_r' no tiene ninguna semejanza con la línea bd que representa la consolidación en el terreno.

Cuando el ensayo de consolidación se efectúa sobre una muestra cuidadosamente cortada de una excavación realizada en el terreno, se obtiene la curva K_u . Si a las ordenadas de esta curva se les agrega la distancia cb se obtiene la curva K_u' que pasa por b . Aunque la inclinación de K_u' es mucho menor que la de K_r' , se ha hallado que, si Δp es menor de más o menos la mitad de la diferencia $p_0' - p_0$, la compresión de la arcilla, calculada sobre la base de K_u' es todavía dos a cinco veces mayor que la compresión de la arcilla en el terreno. Por esta razón, en arcillas precon-

solidadas la extrapolación de los resultados de ensayos a las condiciones reales del terreno es muy incierta, cualquiera sea el cuidado que se haya tenido en la extracción de las muestras.

El cálculo, con la fórmula 13.11, de la relación entre e y p para una arcilla con un límite líquido dado, conduce a una curva que pasa por b y es más empinada que K'_v . Las ordenadas de esta curva, medidas desde una horizontal que pase por b , son por lo menos iguales al doble de las ordenadas de K'_v , las que a su vez son de dos a cinco veces mayores que las de la línea K' que indica la relación entre e y p en el terreno. Por ello, el uso de la fórmula 13.11 para estimar la compresibilidad de una arcilla preconsolidada, conduce a valores comprendidos entre 4 y 10 veces mayores que los valores reales. Como, por otro lado, la misma ecuación proporciona valores razonablemente exactos cuando se utiliza para arcillas normalmente consolidadas, resulta obvio que la historia geológica de una arcilla, en lo que respecta a las cargas que ha soportado en el pasado, es de extraordinaria importancia práctica.

En el caso ilustrado por la figura 13.7, la presión máxima de consolidación p'_0 puede calcularse en forma bastante exacta en función de las evidencias geológicas. La geología y la fisiografía de la región puntualizan, sin dejar lugar a dudas, que la superficie original del terreno estaba situada

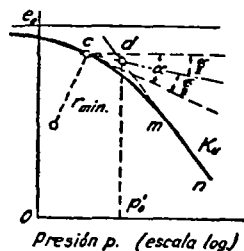


Fig. 13.9. Diagrama que muestra la construcción gráfica usada comúnmente para determinar el valor máximo de la presión de consolidación (según A. Casagrande).

al mismo nivel o por encima del terreno alto actual y que, además, la napa freática llegaba hasta muy cerca de dicha superficie original. Pero, si la evidencia geológica no es tan clara o si la preconsolidación fue causada por desecación o por el peso de una capa de hielo que se derritió sin dejar señal alguna de su espesor, la estimación geológica de la máxima presión de consolidación es muy incierta. En tales casos, el único procedimiento que queda para obtener por lo menos una idea general del valor de p'_0 consiste en estimarlo en función de los resultados de ensayos de laboratorio.

Se han propuesto varios métodos para determinar, en función de los resultados de ensayos de laboratorio, el valor de la máxima presión de consolidación. La figura 13.9 (A. Casagrande, 1936b), que representa la curva e - $\log p$ de una muestra inalterada de arcilla, ilustra uno de los métodos más utilizados. Por el punto c , en que la curva tiene el mínimo radio de

curvatura, se traza una línea horizontal y una tangente a K_v . La bisectriz del ángulo α que forman estas dos rectas intercepta a la continuación de la parte recta de K_v en el punto d , cuya abscisa se supone que es igual a p'_0 .

El método indicado en la figura 13.9 se basa en la observación del efecto que la carga y descarga tiene en la relación de vacíos de muestras inalteradas de arcilla y provee una buena concordancia con la presión efectiva resultante del peso de las capas sobrepuestas en depósitos que se sabe que están normalmente consolidados, siempre que los ensayos se hayan hecho con muestras inalteradas de la más alta calidad. En los pocos casos en los cuales la máxima presión de consolidación de una arcilla preconsolidada ha sido fehacientemente determinada por evidencia geológica u otros medios independientes, la concordancia entre la presión de consolidación máxima real y la determinada por medio del procedimiento gráfico ha sido bastante satisfactoria, siempre y cuando las muestras utilizadas para los ensayos de consolidación fuesen inalteradas.

Cuando una arcilla ha sido altamente preconsolidada, puede darse que en un ensayo de consolidación no resulte posible incrementar la presión mucho más allá de la máxima presión de preconsolidación y que la parte recta del diagrama e - $\log p$ no quede bien definida. Sin embargo, cuando la magnitud de la preconsolidación permite determinar bien esta parte de la curva, se puede obtener una mejor aproximación a la curva e - $\log p$ real del suelo en el terreno por medio de un procedimiento gráfico debido a Schmertmann, 1953. El procedimiento requiere descargar la muestra en incrementos, después que se ha alcanzado la máxima presión del ensayo, con el objeto de obtener una curva de descarga de laboratorio. La curva de consolidación de laboratorio se representa por K_v en la figura 13.10. El punto b representa la relación de vacíos e_0 y la presión efectiva p_0 causada por el peso de los estratos que cubren la arcilla en el terreno y que la solicitan antes del muestreo. La curva e - $\log p$ debe pasar por este punto y la línea vertical define p'_0 como la máxima presión de consolidación determinada por el procedimiento gráfico de la figura 13.9. La parte de la curva real e - $\log p$ en el terreno, comprendida entre p_0 y p'_0 , es una curva de recompresión. Como en el laboratorio hay muy poca diferencia en la inclinación de las curvas de descarga y recompresión, se supone que en el terreno la curva entre p_0 y p'_0 es paralela a la curva de descarga de laboratorio. Con esta idea se traza una línea que pase por b paralela a cd . Su intersección con la vertical que pasa por p'_0 se designa como a' . Para presiones superiores a p'_0 , se supone que la línea recta $a'f$ representa el comportamiento en el terreno, donde f es la intersección de la extensión hacia abajo de la parte empinada recta de K_v y de la ordenada que corresponde a $e = 0.4e_0$. Entre b y a' se traza una curva suave como la indicada en la figura 13.10.

Para los propósitos de la práctica es con frecuencia suficiente saber si una arcilla es o no altamente preconsolidada. Esta decisión puede realizarse usualmente sin necesidad de recurrir a la construcción gráfica de la figura 13.9.

Si una arcilla es normalmente consolidada, los puntos b de la figura 13.5 se hallan invariablemente situados a la izquierda de los puntos a , de modo

que si se han ensayado varias muestras inalteradas de un estrato de arcilla y si todos los puntos *b* obtenidos de los ensayos están a la izquierda de los *a* el valor de p_0' es seguramente no mucho mayor que la presión que la arcilla soporta en la actualidad, así que el efecto que la preconsolidación pudiera tener sobre el asentamiento puede despreciarse. Si por el contrario, la presión de preconsolidación es mucho mayor que la presión actual, por lo menos algunos de los puntos *b* están situados a la derecha de los *a*. En este caso, el asentamiento de la estructura a construir sobre la arcilla será pequeño comparado

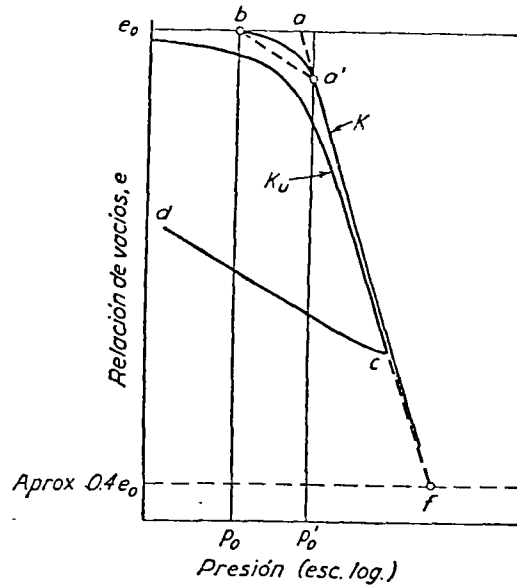


Fig. 13.10. Construcción gráfica para estimar la relación que existe en el terreno entre *e* y *p* para una arcilla preconsolidada (según Schmertman, 1953).

con el calculado en función de los resultados de ensayos, pues la relación entre las curvas de consolidación en el laboratorio y en el terreno, para una arcilla de este tipo, se asemeja a la que existe entre las curvas K_u' y K' de la figura 13.8b.

Si parte de un estrato de arcilla normalmente consolidada ha sido preconsolidado por desecación, el contenido de humedad de las capas preconsolidadas es relativamente bajo, de modo que la situación y el espesor de estas capas puede deducirse del perfil de contenidos de humedad. Cuando se hace el cálculo de asentamiento, las capas preconsolidadas pueden frecuentemente suponerse incompresibles.

Arcillas inalteradas extrasensitivas

Para las arcillas inalteradas ordinarias la curva K_u del diagrama $e-\log p$, (fig. 13.5) es aproximadamente parabólica. En cambio, para las arcillas extrasensitivas tiene la forma indicada por K_u en la figura 13.11. Permanece

prácticamente horizontal hasta que la presión sobre la muestra se aproxima o excede en algo la presión efectiva p_0 , que soporta en el terreno, a partir de cuyo instante se torna hacia abajo de una manera bastante abrupta. A medida que la intensidad de la presión aumenta, la inclinación de la curva de nuevo decrece apreciablemente hasta que al final pasa a constituirse en una línea recta inclinada K_1 . La prolongación hacia arriba de la tangente a la parte empinada de K_u en su punto de inflexión *c* intercepta a la horizontal que pasa por e_0 en el punto b' .

Si el depósito de arcilla extrasensitiva fuese normalmente consolidado y la muestra perfectamente inalterada, podría esperarse que b' coincidiese con el punto *a*, que tiene por coordenadas (p_0, e_0) . Si la muestra fuese ligeramente alterada, b' debiera situarse hacia la izquierda de *a*. Teniendo en cuenta estas condiciones, la construcción de un edificio que contribuye solo con un muy pequeño aumento a la presión p_0 debiera ser seguida de un dramático asentamiento de la obra. En la realidad se ha encontrado que, en general, es posible incrementar la presión desde p_0 a un valor mayor $p_0 + \Delta p_b$ sin que se produzca un asentamiento desproporcionado, pero que para valores de Δp que exceden Δp_b , el comportamiento corresponde al que se obtiene de una curva $e-\log p$ por lo menos tan empinada como lo es la parte más vertical de la porción superior de K_u (fig. 13.11). La facultad de una arcilla extrasensitiva de sostener sin mayor asentamiento una presión que exceda la presión existente en el terreno puede ser, en algunos casos, una consecuencia de un ligero grado de preconsolidación similar al tratado en el apartado anterior. Por otro lado, puede ser la consecuencia del desarrollo de fuerzas de adherencia entre las partículas de arcilla (artículo 4). Por ello, la fuerza Δp_b se denomina, a veces, *resistencia de adherencia* (Terzaghi 1941a).

Cuando se puede estimar esa resistencia de adherencia, es dable aproximarse a la curva K en el terreno de la siguiente manera. La parte recta inferior de K_u se extiende hacia abajo hasta el punto *f* sobre la ordenada $e = 0,4e_0$. El punto *b* se sitúa en la línea $e = e_0$ a un valor de *p* igual a $p_0 + \Delta p_b$. Finalmente, se traza una línea vertical por el punto *f* que intercepta a la horizontal que pasa por $e = e_0$ en el punto *A*. La curva K se construye de tal manera que, para cualquier valor de *e*, la relación entre la distancia horizontal que va desde K hasta *fA* y la distancia horizontal que va desde K_u hasta *fA* sea igual a:

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{bA}{b'A}$$

En algunas localidades, como la ciudad de Méjico, la resistencia de adherencia puede estimarse bastante bien sobre la base de la experiencia de obra. Pero si no se puede hacer una estimación fehaciente, es preferible suponer que los puntos *b* y b' coinciden.

La línea K_u puede obtenerse únicamente ensayando una muestra inalterada. Si la muestra se encuentra muy alterada o ha sido amasada y mezclada con suficiente agua para transformar la arcilla en una pasta espesa, la curva K ,

del material amasado se parece en todos sus aspectos a la curva K_r (fig. 13.5) de las arcillas ordinarias, siendo prácticamente recta sobre una gran extensión de su desarrollo. Su inclinación es algo menor que la de la tangente K_t a la parte inferior de la línea K_u de la figura 13.11. En otras palabras, la alteración de la estructura de la arcilla destruye las propiedades responsables de la fuerte flexión que tiene la línea K_u por debajo del punto b de la figura 13.11. Por ello, los datos necesarios para construir la línea de consolidación en el terreno de las arcillas extrasensitivas pueden obtenerse únicamente realizando ensayos de consolidación sobre muestras inalteradas. Afortunadamente, utilizando sacatestigos a pistón con tubos de pared delgada (artículo 44) se obtienen, con frecuencia, muy buenas muestras inalteradas de arcillas extrasensitivas, porque

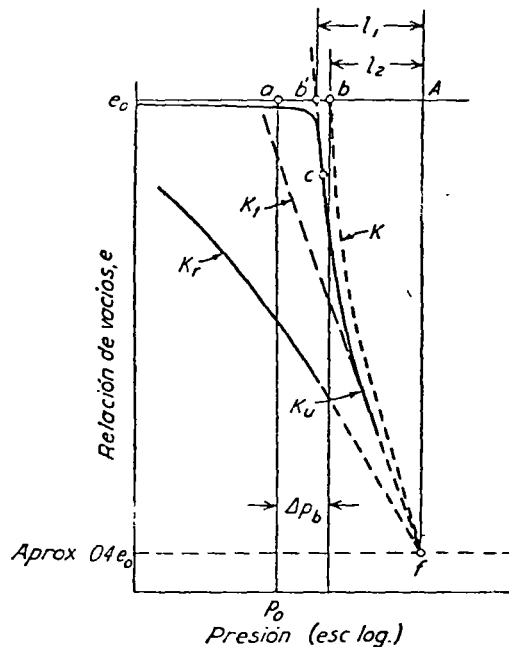


Fig. 13.11. Relaciones entre e y p para arcillas extrasensitivas. En el laboratorio: K_r amasada, K_u inalterada. En el terreno en su estado natural: K .

el suelo en el borde cortante del sacatestigos está tan completamente amasado que virtualmente no ofrece resistencia a la penetración, ya que, a medida que el tubo sacatestigos se introduce en el terreno, se forma una delgada vaina protectora de suelo casi sin fricción que rodea al corazón no distorsionado.

Si la arcilla es extrasensitiva, la inclinación de la parte superior de la curva K de consolidación en el terreno puede ser varias veces mayor que la de la curva K_r del suelo amasado. Para tales arcillas, el método aproximado de calcular la compresión de una capa sobre la base de la ecuación 13.11

proporciona simplemente un límite inferior, pues la consolidación real puede llegar a ser varias veces superior. Afortunadamente, estos tipos de arcilla son más bien raros. Involucran las arcillas de origen volcánico de la ciudad de Méjico, ciertos tipos de arcillas marinas del sudeste de Canadá y de los países escandinavos y varios tipos de arcillas altamente orgánicas. Si una arcilla tiene un límite líquido mayor del 100 por ciento, o bien si su contenido natural de humedad a una profundidad de 5 a 10 metros debajo de la superficie es mayor que el límite líquido, o también si contiene un porcentaje grande de materia orgánica, es probable que tenga como características de consolidación las indicadas por la figura 13.11. La sensibilidad S_r (ecuación 7.1) de estas arcillas es siempre mayor de 4, mientras que para arcillas ordinarias es menor. Si la sensibilidad de una arcilla es mayor de 8, es casi seguro que tiene las características de consolidación ilustradas por la figura 13.11.

Resumen de los métodos para determinar la compresibilidad de estratos naturales de arcilla

Si el suelo situado debajo de una estructura contiene capas de arena o arcilla compacta que alternan con otras de arcilla blanda, la compresibilidad de los estratos de arena y de arcilla compacta puede despreciarse.

La compresibilidad de las capas de arcilla depende principalmente de dos factores: el límite líquido del suelo y la magnitud de la máxima presión que ha actuado sobre la arcilla desde que fue depositada. Si esta presión nunca ha excedido a la presión efectiva que hoy le impone la cubierta, se dice que el material es normalmente consolidado; en caso contrario, que es preconsolidado.

La compresibilidad de una capa de arcilla normalmente consolidada con un límite líquido conocido puede estimarse en forma aproximada por medio de la fórmula empírica 13.11, siempre y cuando la arcilla no tenga propiedades raras. Pero si la arcilla tiene un límite líquido mayor de 100, o si su contenido de humedad a una profundidad de 5 ó 10 metros es mayor que el límite líquido, o bien, si contiene un alto porcentaje de materia orgánica, la compresibilidad de la capa puede resultar muchas veces superior a la calculada con la fórmula 13.11. Por ello, si debe construirse un edificio encima de una capa de arcilla de este tipo excepcional, es aconsejable determinar su compresibilidad por medio de ensayos de consolidación sobre muestras inalteradas.

La compresibilidad de una arcilla preconsolidada depende no solo del límite líquido del suelo sino que también de la relación $\Delta p / (p_o' - p_o)$, en la que Δp es la presión que la estructura agrega a la presión existente p_o , y p_o' es la máxima presión que ha actuado sobre la arcilla en su historia geológica. Si esta relación es menor del 50 por ciento, la compresibilidad de la arcilla suele ser del 10 al 25 por ciento de la que corresponde a una arcilla similar normalmente consolidada. Al aumentar esta relación, el efecto que la preconsolidación ejerce sobre la compresibilidad de la arcilla disminuye y, para valores mayores del 100 por ciento, la influencia de la preconsolidación sobre el asentamiento puede despreciarse.

La preconsolidación de una arcilla puede deberse: al peso de estratos de suelo que fueron eliminados por erosión, al peso de hielo que luego se derritió, o a la desecación. Si se debe a una carga que fue eliminada, la sobrepresión que actuó sobre el suelo fue la misma en todos los puntos de una línea vertical que penetra en el subsuelo, pero si se debe a la desecación, la sobrepresión probablemente disminuyó hacia abajo a partir de la superficie expuesta a la evaporación, y el espesor total de la capa preconsolidada puede no exceder de un metro o dos*.

La compresibilidad de mantos de arcilla altamente preconsolidados es generalmente insignificante y puede despreciarse, a menos que el ingeniero se vea precisado a construir sobre un espeso estrato de arcilla compacta una estructura muy grande y pesada que sería dañada hasta por un asentamiento diferencial moderado. En este caso, si el problema justifica un cálculo de asentamiento, deben efectuarse ensayos de consolidación sobre muestras inalteradas extraídas de preferencia de excavaciones a cielo abierto. La fuente y la importancia de los errores involucrados en los cálculos de asentamientos basados en los resultados de ensayos sobre tal tipo de muestras se trataron en la página 74.

Problemas

1. Un estrato de arcilla con un límite líquido promedio de 45 por ciento tiene un espesor de 7,50 metros. Su plano límite superior está situado a una profundidad de 10,50 metros por debajo de la superficie actual del terreno. El contenido de humedad de la arcilla es del 40 por ciento y el peso específico de las partículas sólidas 2,78 gramos por centímetro cúbico. Entre la superficie y la arcilla, el subsuelo consiste en arena fina y la napa tiene su nivel a 4,50 metros de profundidad. El peso unitario sumergido promedio de la arena es de 1040 kg por metro cúbico y, por otro lado, de la evidencia geológica, se sabe que la arcilla es normalmente consolidada. El peso del edificio a construir sobre la arena aumenta la presión existente sobre la arcilla en 1,2 kg por centímetro cuadrado. Calcúlese el asentamiento promedio del edificio.

Solución: 28 centímetros.

2. El estrato de arcilla B de la figura 13.7 tiene un espesor de 7,50 metros y su plano superior está situado a una profundidad de 9 metros por debajo del nivel medio de las aguas del río y a 10,50 metros por debajo del terreno natural. La superficie del terreno alto, que limita el valle, tiene una cota de 45 metros por encima del terreno natural y originalmente la napa estaba a 1,50 metros por encima de la superficie. La arcilla está cubierta por un estrato de arena que tiene el mismo peso unitario que el del problema anterior. Calcúlese la máxima presión de consolidación para la mitad derecha del estrato.

Solución: 4,5 kg por centímetro cuadrado mayor que la presión que soporta en la actualidad.

3. El edificio indicado en el valle de la figura 13.7 aumenta la presión sobre el estrato de arcilla en un valor de 1,2 kg por centímetro cuadrado. El límite líquido

* La observación se refiere a suelos de origen marino o lacustre formados por un proceso continuo y uniforme. En cambio, en zonas donde el depósito de suelo estuvo sometido por largos períodos a la acción de un clima árido o semiárido, existen espesas formaciones preconsolidadas por desecación que alcanzan decenas de metros. Como en algunas de ellas la desecación se produjo a medida que el depósito crecía, no existe una relación definida entre profundidad y magnitud de la preconsolidación. El subsuelo de la ciudad de Buenos Aires constituye un caso típico (N. del T.).

promedio de la arcilla es del 45 por ciento. Los datos relativos al espesor del estrato y a la posición del lugar son los mismos del problema 2. El contenido de humedad promedio de la arcilla es del 35 por ciento y el peso unitario de las partículas sólidas de arcilla es de 2,78 gramos por centímetro cúbico. Estímense los límites superiores e inferiores del asentamiento del edificio.

Solución: No más del 25 por ciento de 35 centímetros, o sea 8,8 centímetros y probablemente no menos del 10 por ciento de 35 centímetros, es decir, unos 3,5 centímetros.

Lecturas seleccionadas

Un estudio general de las propiedades ingenieriles de los sedimentos, con énfasis sobre su compresibilidad, se encuentra en Terzaghi, K. (1955a): "Influence of geological factors on the engineering properties of sediments", *Economic Geology Fiftieth Anniversary Volume*, págs. 557-618. El artículo incluye una lista de referencias cuidadosamente seleccionadas. A pesar de estar escrito para familiarizar a los geólogos con los aspectos ingenieriles de las propiedades de los sedimentos, el artículo es también de mucho interés para los ingenieros.

ART. 14 CONSOLIDACIÓN DE CAPAS DE ARCILLA

En el artículo anterior se hizo mención a la lentitud con que se desarrolla la compresión de una arcilla, cuando se aumenta la carga que la misma soporta. En una pequeña parte, esta lentitud se debe a un ajuste gradual en la posición de los granos, ajuste que se produce tanto en arenas como

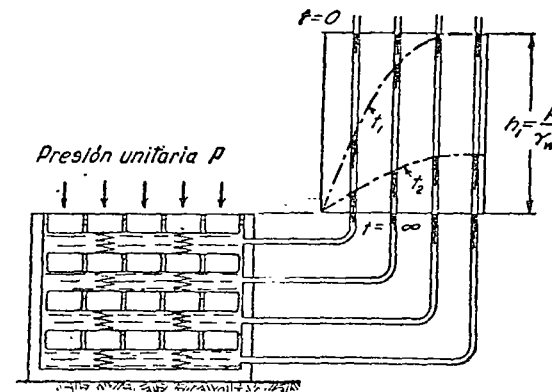


Fig. 14.1. Dispositivo para demostrar en forma mecánica cómo se produce la consolidación.

en arcillas. Pero en arcillas, la causa principal tiene como fuente la muy baja permeabilidad que estos suelos poseen, razón por la cual se necesita mucho tiempo para que, con el aumento de presiones, el agua excedente sea drenada y se restablezca el equilibrio en este aspecto. La disminución gradual del contenido de humedad a carga constante se denomina *consolidación*.

El efecto mecánico de la lentitud con que, a raíz de la baja permeabilidad, se desarrolla la compresión de una capa elástica sometida a una carga

constante puede demostrarse con el dispositivo indicado en la figura 14.1. Éste consiste en un recipiente cilíndrico provisto de una serie de pistones separados por resortes. El espacio entre pistones se halla lleno de agua y los pistones están perforados. Cuando sobre el pistón superior se aplica una presión unitaria p , en el primer instante, la altura de los elásticos permanece inalterada, pues no ha habido tiempo suficiente para que salga el agua situada entre los pistones y, como los elásticos no pueden sostener carga a menos que su altura disminuya, en dicho primer instante, toda la carga es soportada por una sobrepresión hidrostática $h_1 \gamma_w = p$ del agua. En este momento, el agua en todos los tubos piezométricos alcanza la altura uniforme h_1 .

Después de transcurrido un corto tiempo t_1 , parte del agua del primer compartimento habrá salido, pero los compartimentos inferiores estarán aún prácticamente llenos. La disminución de volumen del compartimento superior va acompañada de una compresión del conjunto superior de elásticos, de modo que éstos empiezan a sostener parte de la presión p al mismo tiempo que la presión del agua en el compartimento disminuye. En los compartimentos inferiores las condiciones permanecen aún inalteradas. En este instante, los niveles del agua en los tubos piezométricos están situados sobre una curva t_1 que se confunde con la horizontal a la altura h_1 . La compresión o disminución de espesor del conjunto de pistones y resortes es en este momento igual a S_1 . Toda curva, como la t_1 que une los niveles piezométricos en los tubos en un instante dado, se denomina una *isócrona*. Con el transcurrir del tiempo, los niveles del agua en los tubos siguen decreciendo para adoptar posiciones como la indicada por la curva t_2 hasta que finalmente, después de un tiempo muy largo, la sobrepresión hidrostática se hace muy pequeña y la compresión final adquiere el valor $S = S_\infty$. Para una arcilla, la compresión final es función de la altura del estrato y viene determinada por la fórmula 13.4. La relación:

$$U (\%) = \frac{S}{S_\infty} \quad (14.1)$$

representa el grado de consolidación al tiempo t .

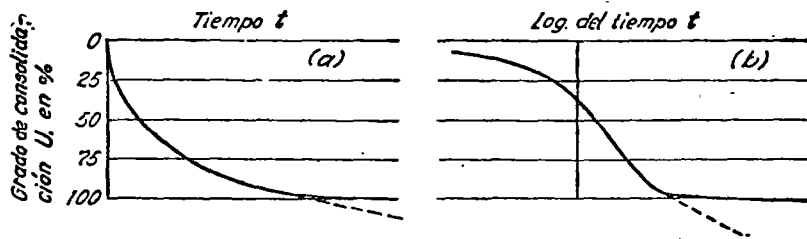


Fig. 14.2. Curvas tiempo-consolidación. Las líneas llenas representan dicha relación para el mecanismo indicado en la figura 14.1. Las líneas punteadas, para una muestra de arcilla con características de consolidación similares (según A. Casagrande).

La velocidad de consolidación de un sistema de pistones y resortes puede calcularse sobre la base de los principios de la hidráulica. Las curvas llenas de las figuras 14.2a y b representan la relación entre el grado de consolidación y el tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga para un sistema de este tipo.

La velocidad de consolidación de una muestra de arcilla puede determinarse en el laboratorio por medio del ensayo de compresión confinada descrito en el artículo 13. Hasta un grado de consolidación del 80 por ciento, la forma de las curvas experimentales tiempo-consolidación es muy similar a la que tienen las curvas que corresponden a los sistemas elásticos-pistones, pero a partir de dicho punto, en lugar de tender a una asíntota horizontal, las curvas de las arcillas continúan con una suave inclinación, como lo indican las líneas punteadas de la figura 14.2.

En el gráfico semilogarítmico (fig. 14.2b) las líneas punteadas pueden ser rectas o bien ligeramente curvas. La inclinación media de la porción

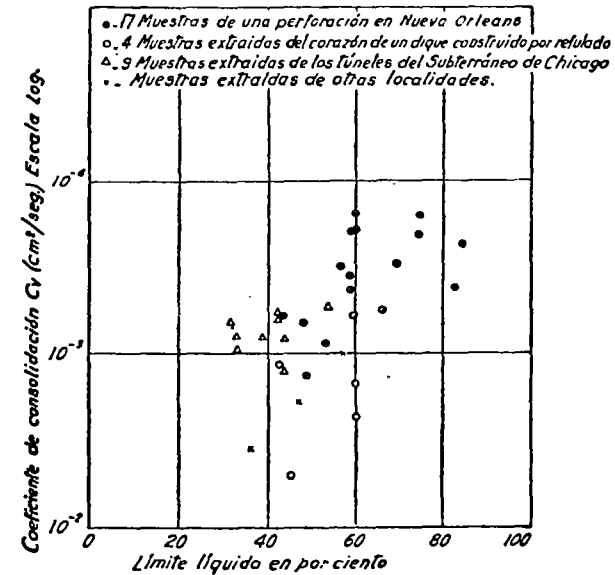


Fig. 14.3. Relación entre límite líquido y coeficiente de consolidación para muestras inalteradas de arcilla.

punteada es muy diferente para las distintas arcillas. Para las arcillas orgánicas la inclinación inicial puede ser casi tan grande como la de la curva llena. La consolidación progresiva, representada por las curvas llenas, se conoce como *consolidación primaria*, mientras que la representada por la distancia vertical entre las curvas llenas y las punteadas, como *efecto secundario*. El efecto secundario es probablemente una consecuencia del hecho de que la compresión de una capa de arcilla está asociada con deslizamiento.

miento mutuo entre granos. Como la adherencia entre granos deriva de la existencia de capas de agua adsorbida con una muy alta viscosidad (artículo 4), la resistencia de estas capas a la deformación tangencial demoraría la compresión, aun cuando el retardo en tiempo proveniente de la baja permeabilidad de la arcilla fuese despreciable. En el sistema de pistones y resortes a los cuales corresponde la consolidación primaria, la demora en compresión se debe solamente a la resistencia al rápido escape del agua excedente.

En los suelos inorgánicos el ritmo de los asentamientos originados por el efecto secundario varía entre casi 0 y aproximadamente 2 centímetros por año. A pesar de que el efecto secundario se puede observar y medir durante la ejecución de los ensayos de consolidación, los resultados de los varios intentos realizados para predecir el asentamiento de estructuras de tamaño natural provocado por el efecto secundario, utilizando para ello los resultados de laboratorio, todavía no han proporcionado resultados consistentemente satisfactorios.

Resultados de ensayos de consolidación efectuados sobre muchas muestras de arcilla han revelado la existencia de varias relaciones simples. Para una arcilla dada, el tiempo necesario para alcanzar un grado de consolidación dado aumenta en proporción al cuadrado del espesor de la capa y, para capas de igual espesor, dicho tiempo aumenta en proporción lineal con el valor m_v/k , en el que m_v es el coeficiente de compresibilidad volumétrica (fórmula 13.3), y k el coeficiente de permeabilidad. La relación:

$$c_v(\text{cm}^2/\text{seg}) = \frac{k}{m_v} \frac{1}{\gamma_w} \quad (14.2)$$

se conoce como el *coeficiente de consolidación*. Con la disminución de la relación de vacíos tanto k como m_v disminuyen rápidamente, pero la relación k/m_v es bastante constante dentro de un intervalo grande de presiones. El valor de c_v para las distintas arcillas disminuye de una manera general con el límite líquido, como lo muestra la figura 14.3, en la cual, las abscisas representan valores del límite líquido y las ordenadas los valores correspondientes del coeficiente de consolidación de muestras inalteradas de arcilla bajo presiones normales comprendidas entre 1 y 4 kg por centímetro cuadrado. La figura muestra que el coeficiente de consolidación de arcillas con un mismo límite líquido varía dentro de límites extensos.

Si se retira la presión que actúa sobre un estrato de arcilla, por ejemplo, excavando un pozo o un túnel, la expansión volumétrica de la arcilla comúnmente no empieza hasta después de una semana o más de haber terminado la excavación. Asimismo, en algunos pocos casos se ha observado que la consolidación de tales estratos por la acción de cargas impuestas no se inicia sino después de algunas semanas de haber aplicado la carga. Estos retardos que experimenta la arcilla para reaccionar bajo el efecto de un cambio de tensión, así como también el efecto secundario y la influencia que la magnitud del incremento de presión tiene sobre c_v , no se pueden explicar por medio del simple concepto mecánico en que se basa la teoría de la conso-

lidación de modo que sus características y las condiciones bajo las cuales se producen solo pueden investigarse por observación directa.

A pesar de las simplificaciones radicales que implica, la teoría de la consolidación sirve a un propósito útil, pues permite, en base a los resultados de ensayos de laboratorio, hacer por lo menos un cálculo aproximado de la velocidad con que se producirá el asentamiento originado por la consolidación. Por esta razón, dicha teoría se presenta en forma breve en el artículo 25 de la parte 2.

Problemas

1. Los resultados de un ensayo de consolidación sobre una muestra de arcilla con un espesor de 2 centímetros indican que la mitad de la consolidación total se produce durante los primeros 5 minutos. En condiciones similares de drenaje, ¿cuánto tardaría un edificio construido encima de una capa de la misma arcilla, de 3,60 metros de espesor, para experimentar la mitad de su asentamiento total? (Desprecie el efecto secundario).

Solución: $t = 112$ días.

2. La relación de vacíos de la arcilla A disminuyó de 0,572 a 0,505 por un cambio de presión de 1,2 a 1,8 kg por cm cuadrado. Bajo el mismo incremento de presión, la relación de vacíos de la arcilla B disminuyó de 0,612 a 0,597. El espesor de A era 1,5 veces superior al de B, y sin embargo, el tiempo requerido para alcanzar el 50 por ciento de la consolidación fue tres veces mayor para la muestra B que para la A. ¿Cuál es la relación entre los coeficientes de permeabilidad de A y de B?

Solución: 31 a 1.

3. El subsuelo en que está construido un edificio consiste en un espeso depósito de arena que contiene en su parte media una capa de arcilla blanda de 3 metros de espesor. En el laboratorio, una muestra de arcilla de 2,5 centímetros de espesor, drenada por arriba y por abajo, alcanza el 80 por ciento de la consolidación en una hora. ¿Cuánto tiempo se necesitará para que el estrato de arcilla alcance un grado de consolidación del 80 por ciento?

Solución: $t = 600$ días.

ART. 15 TENSIONES Y DEFORMACIONES DE LOS SUELOS

Consideraciones prácticas

Las relaciones entre tensiones y deformaciones determinan en los suelos el asentamiento de las estructuras soportadas por éstos, como asimismo el cambio de presión o empuje provocado por pequeños movimientos de los muros de sostenimientos u otros elementos de soporte o de retención.

Cuando el asentamiento de una fundación se debe esencialmente a la consolidación de estratos de suelo situados entre capas de materiales relativamente incompresibles, aquél puede ser calculado o estimado como se explica en el artículo 13. Sin embargo, este procedimiento simple es válido solamente cuando la deformación horizontal de las capas compresibles es despreciable en comparación con su deformación vertical. En todas las otras condiciones la aplicación local de cargas causa un desplazamiento de la masa de suelo en todas las direcciones y las propiedades tensión-deformación

que determina el desplazamiento son demasiado complejas para ser expresadas en la forma de relaciones cuantitativas para ser utilizadas en el cálculo de los asentamientos. Por ello, las estimaciones fehacientes de asentamiento pueden hacerse solamente sobre la base de experiencia lograda en observaciones que se refieren al asentamiento de otros edificios soportados por suelos similares. No obstante, como las posibilidades son pequeñas para que una fundación propuesta tenga las mismas dimensiones que una existente, aun una estimación basada en la experiencia requiere un conocimiento de las influencias que sobre el asentamiento ejercen el tamaño del área cargada, la profundidad de la fundación y otros factores. Estas influencias se gobiernan en gran parte por las relaciones generales que existen entre tensiones y deformaciones en los suelos.

La relación entre tensiones y deformaciones es mucho más compleja en los suelos que en los materiales de construcción manufacturados, como el acero, por ejemplo. Mientras que para el acero dicha relación puede ser descrita adecuadamente, para muchos propósitos ingenieriles, por medio de dos constantes que expresan el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson, los valores correspondientes para los suelos son función de la tensión, la deformación, el tiempo y varios otros factores. Aún más, para los suelos, la determinación experimental de esos valores es mucho más difícil. Las investigaciones necesarias se llevan a cabo usualmente por medio de ensayos de compresión triaxial.

Descripción del aparato triaxial

En un ensayo triaxial, una muestra cilíndrica de suelo se somete a una presión hidrostática de confinamiento, igual en todas las direcciones, conocida como *presión de cámara*, a la cual se agrega una presión axial que puede ser variada independientemente de la anterior.

Los elementos esenciales del aparato triaxial se muestran en forma esquemática en la figura 15.1. La superficie cilíndrica de la muestra se cubre con una membrana de goma sellada a un pedestal en la parte inferior y a una cabeza en la parte superior. El conjunto está contenido en una

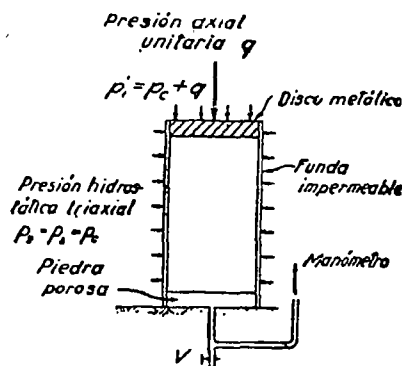


Fig. 15.1. Diagrama que ilustra sobre las características principales del aparato triaxial.

cámara, dentro de la cual se puede admitir agua bajo cualquier presión deseada; presión ésta que actúa lateralmente en la superficie cilíndrica de la muestra a través de la membrana de goma y verticalmente a través de la cabeza. La carga axial adicional se aplica por medio de un pistón que pasa a través de la tapa de la cámara.

Un disco poroso colocado contra la base de la muestra está comunicado con el exterior por medio de una tubería, de modo tal que, a través de esta conexión, se puede medir la presión del agua contenida en los poros de la muestra si no se permite su drenaje. Alternativamente, cuando se permite el drenaje a través de la conexión, se puede determinar la cantidad de agua que pasa al interior o al exterior de la muestra durante el ensayo. Las deformaciones verticales de la probeta, que se producen con el incremento de las cargas, se miden por medio de un dial micrométrico.

Un ensayo corriente tiene usualmente dos etapas: primero, aplicación de la presión de cámara, y segundo, adición de la carga axial.

Comportamiento bajo la presión inicial de confinamiento hidrostático

La muestra que corresponde a la figura 15.2a se supone completamente consolidada bajo la presión de cámara p_c , conocida como la *presión inicial de consolidación*. Se somete luego a una presión de cámara instantánea p_s .

Si las líneas de drenaje del aparato están abiertas para que la muestra pueda drenar libremente, el agua es expelida del suelo y el volumen de la muestra decrece por un proceso de consolidación. Cuando la muestra está inicialmente saturada, la disminución de volumen por unidad de volumen, $\Delta V/V$ se produce como lo indica la figura 15.2b, en la cual el tiempo se ha dibujado en escala aritmética, o bien como indica la figura 15.2c, donde está indicado en escala logarítmica. La velocidad del cambio de volumen se produce de acuerdo con las leyes de la consolidación, tomando debida cuenta de las condiciones particulares de bordes asociadas con la disposición del ensayo. Se observa, por lo común, que la consolidación secundaria es relativamente pequeña cuando la presión de confinamiento es hidrostática, lo cual puede deberse a que no hay aplicadas tensiones tangenciales externas en este tipo de sollicitación.

Si la muestra está saturada solo parcialmente, una parte del cambio de volumen se produce en forma casi instantánea, por compresión del aire de los poros. El resto del cambio de volumen va asociado con la expulsión de agua, aire o ambos.

En cambio, cuando antes de aplicar la presión de cámara p_s se cierran las líneas de drenaje, éste no resulta posible y, si la muestra está saturada, se observa que la presión de poros se hace igual a la presión de cámara aplicada p_s , como lo muestra la figura 15.2d, y el cambio de volumen es igual a cero, figura 15.2e. Sin embargo, si la muestra está parcialmente saturada, el cambio de volumen se produce igual, a causa de la compresión del aire, y la presión de poros correspondientes es menor que para el mismo suelo en condiciones saturadas. No obstante, para valores γ o α de la

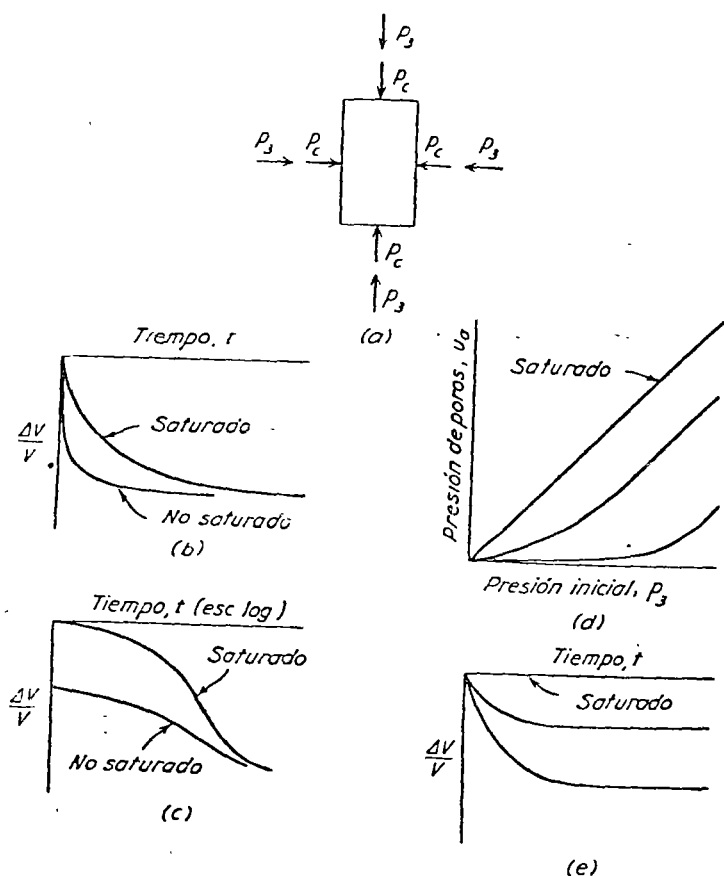


Fig. 15.2. Comportamiento de una probeta cilíndrica bajo la presión uniforme inicial p_3 del ensayo triaxial. (a) Tensiones principales que actúan sobre la probeta; (b) y (c) Disminución de volumen en función del tiempo cuando se permite el drenaje; (b) En escala aritmética; (c) En escala logarítmica; (d) Presión de poros como una función de la presión uniforme; (e) Disminución de volumen en función del tiempo cuando no se permite el drenaje.

presión de cámara p_3 , el aire se comprime en mayor magnitud y una más grande fracción del aire libre se disuelve en el agua de los poros. Para cierto valor p_3 , todo el aire libre se disuelve, con lo cual la muestra se torna saturada. Para ese estado, la inclinación del diagrama (fig. 15.2d), que representa la relación entre la presión de poros y la presión de cámara, se hace igual a la que le corresponde a un material saturado. La relación entre la presión de poros u_a , causada por una presión hidrostática de confinamiento p_3 , y la presión p_3 se conoce como el *coeficiente de presión de poros B* (Skempton 1954), es decir que:

$$B = \frac{u_a}{p_3} \quad (15.1)$$

Resulta evidente que el valor del coeficiente de presión de poros B para un suelo inicialmente saturado es igual a 1. Para suelos parcialmente saturados el valor de B es menor que la unidad.

Si una muestra de arcilla normalmente consolidada de baja sensibilidad se transforma en el aparato triaxial en una arcilla extrasensitiva, la posterior aplicación de la presión de cámara causaría el derrumbe de su estructura metaestable, con lo cual el coeficiente de presión de poros B subiría a un valor mayor que la unidad. Este tipo de transformación podría, por ejemplo, producirse por lavado de las sales que contiene una probeta de arcilla marina (artículo 4) después que ha sido consolidada bajo una presión hidrostática de confinamiento p_c .

Condiciones drenadas y no drenadas

Las características tensión-deformación de los suelos, como sus relaciones presión-volumen, dependen mucho de que el contenido de agua pueda o no ajustarse al estado de tensión (A. Casagrande, 1934). Se reconocen dos condiciones extremas: la *condición drenada*, para la cual el cambio de tensión se aplica tan lentamente, respecto de la capacidad de drenaje del suelo, como para que no se produzca ningún exceso de presión de poros, y la *condición no drenada*, durante la cual las tensiones se cambian tan rápidamente, con respecto a la posibilidad que el suelo tiene para drenar, que no se produce disipación alguna de la presión de poros. Estas condiciones extremas raramente se realizan íntegramente en el terreno. Son, empero, fáciles de producir en el laboratorio y, por representar condiciones límites, constituyen guías valiosas para entender el comportamiento de las masas de suelo.

Ensayo drenado con aumento de la presión axial

Los ensayos en los cuales se permite la total disipación de la presión de poros se conocen como *ensayos drenados*. En un ensayo drenado se permite primero consolidar o expandir la muestra libremente bajo una presión hidrostática de confinamiento p_3 (fig. 15.3a), hasta que dicha presión de cámara se ha transformado totalmente en una presión efectiva \bar{p}_3 que soporta la estructura granular del suelo. Las deformaciones asociadas con la tensión \bar{p}_3 provienen solamente de un cambio de volumen y, para un material isotrópico, son iguales en todas las direcciones. No se representan en la figura 15.3.

Tan pronto se ha concretado la consolidación bajo \bar{p}_3 , comienza la parte final del ensayo. La tensión axial se aumenta por pequeños incrementos, o a un ritmo suficientemente pequeño, como para que no se produzcan presiones de poros apreciables dentro de la probeta. Para arenas sueltas o arcillas normalmente consolidadas de baja sensibilidad, la relación entre la deformación axial y la diferencia de presión axial Δp se muestra por medio de la línea llena de la figura 15.3b. Los correspondientes cambios de volumen se representan con la línea curva llena de la figura 15.3c. El volu-

men decrece continuamente con el aumento de Δp y se aproxima a un valor límite. Las relaciones para una arcilla de alta sensibilidad son las que muestran las curvas punteadas.

Si se realiza un ensayo similar sobre una muestra de arena densa o una arcilla altamente preconsolidada, la curva tensión-deformación que corresponde a un aumento de presión axial Δp tiene la forma indicada en la

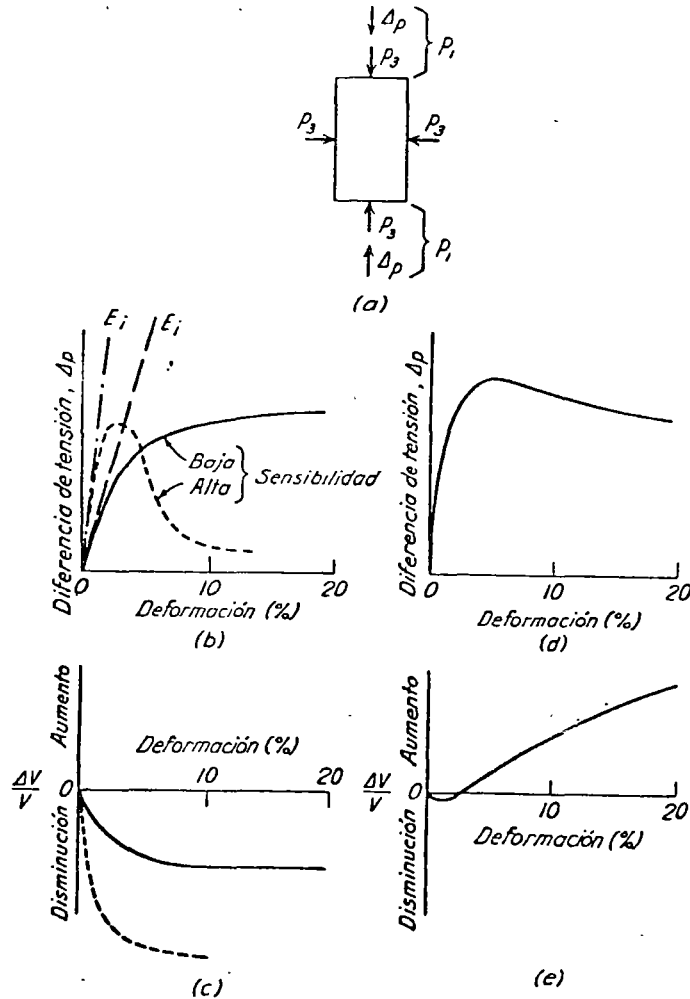


Fig. 15.3. Comportamiento de una probeta triaxial saturada cuando se incrementa la tensión vertical Δp . (a) Tensiones principales que actúan sobre la probeta; (b) y (c) Diferencia de tensión y cambio de volumen en función de la deformación específica para arena suelta y arcilla normalmente consolidada; (d) y (e) Diferencia de tensión y cambio de volumen en función de la deformación específica para arena densa y arcilla altamente preconsolidada.

figura 15.3d. La curva que representa el cambio de volumen (fig. 15.3e) es notablemente diferente de aquella que corresponde a una arena suelta o a una arcilla normalmente consolidada (fig. 15.3c). El volumen decrece algo durante los primeros incrementos de carga, pero, con el incremento de la deformación, la muestra aumenta de volumen y, para deformaciones grandes, éste es mayor que el volumen inicial, a pesar de que la muestra se ha acortado en la dirección vertical. La tendencia del volumen a aumentar bajo un incremento de la tensión axial se conoce como *dilatancia*.

Resulta evidente que existe un valor particular intermedio de la densidad relativa de una arena, situado entre los estados denso y suelto, para el cual la arena va a experimentar, en condiciones drenadas, un muy pequeño cambio de volumen. Cuando la relación de vacíos para grandes deformaciones es idéntica a la que existía antes de la aplicación de la diferencia de tensión axial, se dice que la arena tiene una relación de vacíos crítica (A. Casagrande 1936a). El significado de la relación de vacíos crítica se trata en el artículo 17.

La razón que explica esta diferencia en las características del cambio de volumen de los materiales puede visualizarse fácilmente tratándose de arenas. Si una arena está en un estado suelto, una distorsión tiende a provocar el deslizamiento relativo de sus granos para adoptar una posición más apretada. Por el contrario, si los granos de arena están ya inicialmente en una disposición muy apretada, no se puede producir una distorsión de la muestra sin un incremento de la distancia entre los centros de sus partículas, a menos que los granos individualmente se rompan. Para las arcillas, los fenómenos relacionados con el cambio de volumen son algo más complejos. No obstante, se concibe que la estructura de una arcilla blanda tenga características tales como para que sus granos puedan ser fácilmente desplazados a una posición más compacta, mientras que se puede pensar que en una arcilla altamente preconsolidada las partículas están tan apretadas entre sí como en una arena densa. Por ello, en este caso, la distorsión está asociada con un aumento de volumen.

La inclinación de la tangente (tensión/deformación) en el punto de origen de las curvas b y d de la figura 15.3 se denomina *módulo tangente inicial* E_i de la probeta. Para pequeñas diferencias de presión, Δp , la relación tensión-deformación de los suelos se aproxima bastante a la de un material perfectamente elástico y homogéneo con módulo de elasticidad E_s , aunque su valor, para todos los suelos, aumenta con la presión de consolidación \bar{p}_c de acuerdo con la relación:

$$E_i = C\bar{p}_c \quad (15.2)$$

La figura 15.4 muestra esta relación para arenas, donde se puede ver que, para las arenas sueltas, el coeficiente C es prácticamente independiente de \bar{p}_c y aproximadamente igual a 100, mientras que, para las arenas densas, dicho coeficiente es alto para valores de \bar{p}_c bajos y decrece con el aumento de \bar{p}_c . Para las arcillas, este tipo de relaciones para el estado drenado no son todavía conocidas.

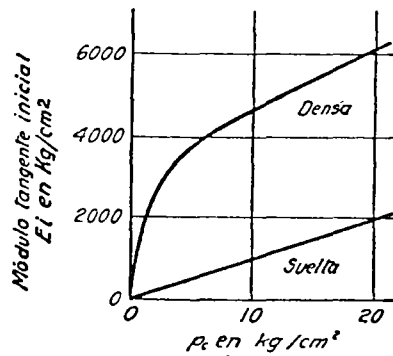


Fig. 42. Relación para arena entre el módulo tangente inicial y la presión hidrostática triaxial (según A. Scheidig).

Ensayos consolidados no drenados con aumento de la presión axial

Un ensayo en el cual, después que la muestra ha sido inicialmente llevada a equilibrio hidrostático bajo la presión de confinamiento p_3 , no se permite la disipación de presión de poros, se conoce como un *ensayo consolidado no drenado*. Cuando se efectúa un ensayo de este tipo sobre una muestra inicialmente saturada de arena suelta o de arcilla blanda no sensitiva, los resultados son similares a los que indican las curvas llenas de la figura 15.5b a d. Las curvas punteadas se refieren, en cambio, a arcillas de alta sensibilidad. Después de permitir el drenaje para que la muestra llegue al equilibrio bajo la presión de confinamiento p_3 , se cierran las conexiones de drenaje. Aumentando la presión axial $p_1 = \Delta p + p_3$ en forma continua o por incrementos, se obtiene la relación entre la diferencia de tensión Δp y la deformación específica que muestra la figura 15.5b.

Más aún, a medida que la deformación específica aumenta, la presión de poros u_d , asociada con la diferencia de tensión Δp , aumenta como lo muestra la figura 15.5c. La relación entre la presión de poros u_d producida por la diferencia de tensión, y la diferencia de tensión misma se conoce como el *coeficiente de presión de poros* \bar{A} (Skempton, 1954), es decir que:

$$\bar{A} = \frac{u_d}{\Delta p} \quad (15.3)$$

La relación entre \bar{A} y la deformación específica se puede derivar de las curvas de las figuras 15.5b y 15.5c y se muestra en la figura 15.5d. En la mayoría de las arenas sueltas y de las arcillas normalmente consolidadas no sensitivas, para bajas deformaciones específicas, el valor de \bar{A} es menor que uno, pero aumenta con éstas hasta alcanzar aproximadamente la unidad, para mantenerse, para deformaciones crecientes, en este valor a través de la mayor parte del ensayo. En cambio, en arenas extremadamente sueltas y en arcillas extrasensitivas, la aplicación de la diferencia de la tensión axial puede tender a causar el derrumbe de la estructura metaestable del material. Se

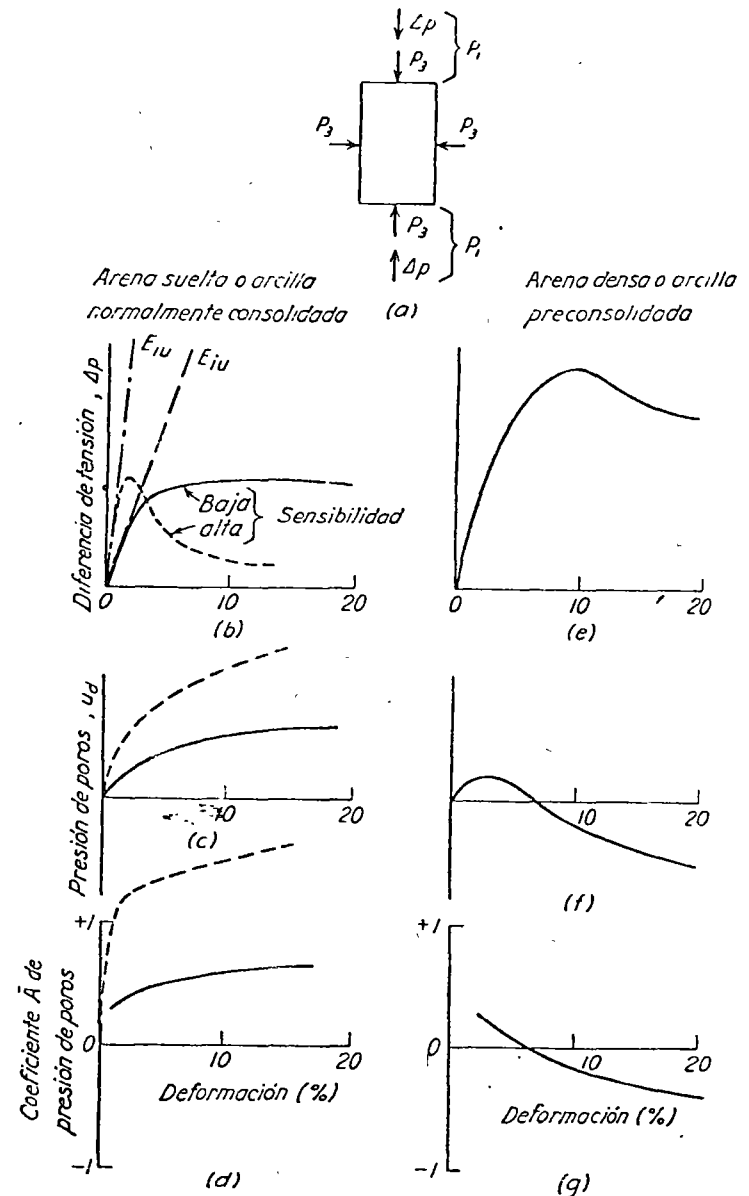


Fig. 15.5. Comportamiento de una probeta triaxial saturada sometida a un ensayo consolidado no drenado a medida que se incrementa la diferencia Δp de tensión vertical. (a) Tensiones principales que actúan sobre la probeta; (b), (c) y (d) Diferencia de tensión, presión de poros y coeficiente de presión de poros \bar{A} como funciones de la deformación específica para arena suelta y arcilla normalmente consolidada; (e), (f) y (g) Diferencia de tensión, presión de poros y coeficiente de presión de poros \bar{A} como funciones de la deformación específica para arena densa y arcilla altamente consolidada.

obtienen en este caso las líneas punteadas de las figuras 15.5b a d y el valor de \bar{A} puede exceder la unidad (artículo 18).

Cuando se realizan ensayos triaxiales consolidados no drenados sobre una arena densa o una arcilla altamente preconsolidada, los resultados que se obtienen son similares a los que se representan en las figuras 15.5e a g. La primera muestra la relación entre la diferencia de tensión axial Δp y la deformación específica. En cuanto a la presión de poros, para pequeñas deformaciones específicas, suele aumentar positivamente, pero, para deformaciones mayores, tiende a disminuir y tornarse negativa con respecto a la presión atmosférica (fig. 15.5f). La disminución de presión de poros va asociada con la dilatancia del suelo. Sin embargo, como no se puede producir un cambio de volumen porque el drenaje de la muestra está impedido, la tendencia a la absorción desarrolla una deficiencia de tensión en el agua contenida en los poros.

El coeficiente de presión de poros A que corresponde a esta situación tiene valor positivo para bajas deformaciones específicas, pero disminuye con el aumento de la deformación y se puede tomar negativo (fig. 15.5g). En este respecto, el comportamiento de materiales densos o preconsolidados difiere radicalmente del que corresponde a los materiales sueltos o normalmente consolidados. Para la relación de vacíos crítica, una muestra de arena ensayada en condiciones no drenadas experimenta un cambio de presión de poros muy pequeño o despreciable.

La inclinación de la tangente al origen de la curva llena o de la curva punteada de la figura 15.5b representa el módulo tangente inicial E_{iw} para el suelo en estado consolidado no drenado. Durante un ensayo consolidado no drenado de una muestra de arena suelta o de una arcilla normalmente consolidada, la presión de poros permanece positiva durante todo el ensayo. Si se representan en la misma escala, la curva tensión-deformación llena de la figura 15.5b es más achatada que la correspondiente curva llena de la figura 15.3b. En cambio, para arena densa o arcilla preconsolidada (fig. 15.5e), la curva es más empinada que la correspondiente curva de la figura 15.3d.

Como consecuencia, en la figura 15.4, que representa la relación entre la presión de confinamiento y los valores de E_t , la curva de E_{iw} para arena suelta estaría situada por debajo de la línea E_t de ésta, mientras que, para arena densa, se situaría por encima de la línea E_t correspondiente.

Si al final de su consolidación inicial bajo la presión de confinamiento p_3 , una probeta no está saturada, el cierre de las conexiones de drenaje antes de aplicar la presión externa Δp no impide el cambio de volumen, a causa de que se comprime el aire contenido en ella. A medida que la diferencia de tensión aumenta, la presión de poros también lo hace, no sólo en el agua sino también en el aire contenido en los huecos. La relación entre la presión que se desarrolla en el aire y la que se produce en el agua es compleja, y la medida por separado de la presión del aire y del agua contenida en los poros no es todavía un procedimiento de rutina. La relación tensión-deformación depende en una medida considerable del grado

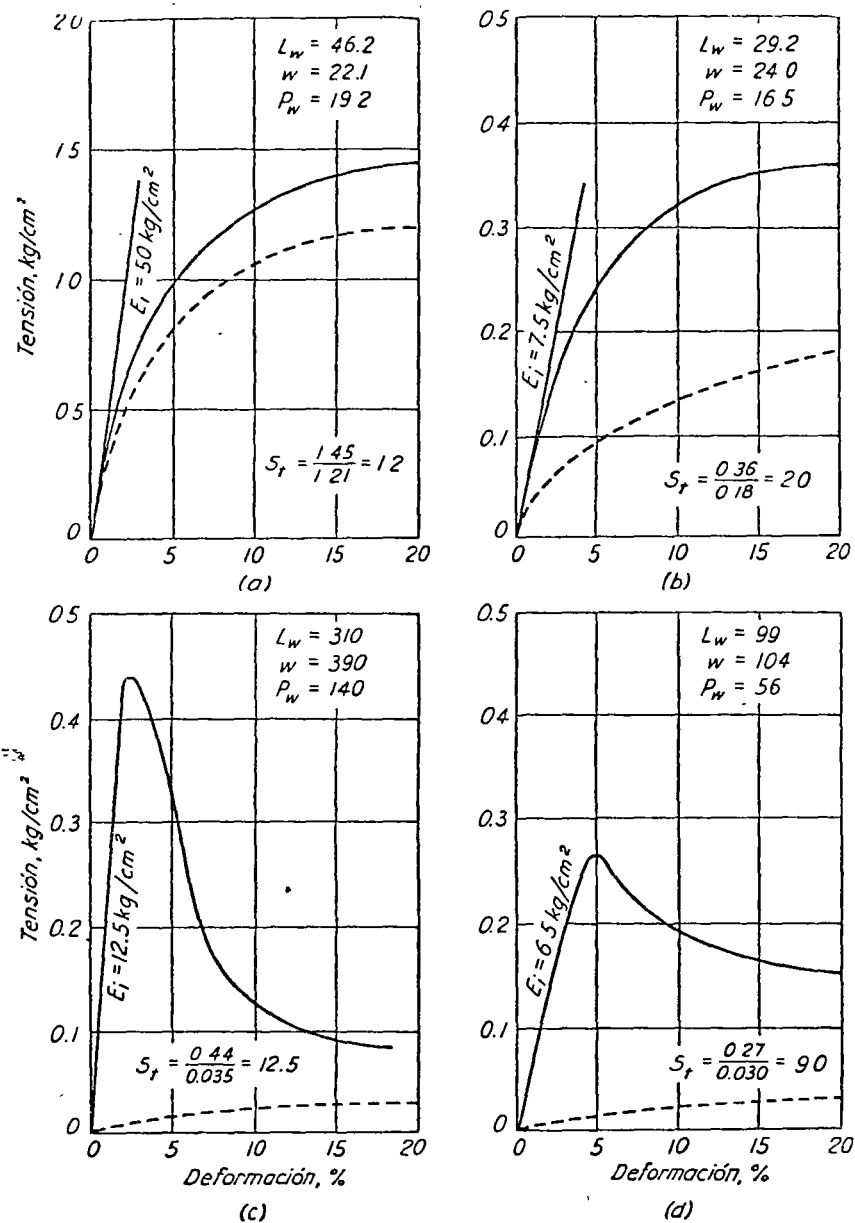


Fig. 15.6. Curvas tensión-deformación en compresión simple para cuatro muestras típicas de arcilla inalteradas (líneas llenas) y amasadas (líneas punteadas).

inicial de saturación. Para los suelos compactados, dicha relación se ve también influenciada de una manera significativa por el método de compactación (Seed et al. 1960).

Ensayo de compresión simple

Cuando una probeta saturada de arcilla que ha sido completamente consolidada bajo la presión de confinamiento p_3 se retira de la cámara triaxial, la presión p_3 se reemplaza por una presión capilar p_k de igual intensidad (ecuación 21.4) y, como consecuencia, tanto el contenido de agua como las tensiones efectivas en la arcilla permanecen prácticamente inalteradas. Por tanto, si la probeta es luego sometida a un ensayo de compresión simple, los resultados que se obtienen son prácticamente idénticos a los que arroja un ensayo normal de compresión consolidado no drenado ejecutado con el mismo material.

Cuando la arcilla de que se trata ha sido normalmente consolidada en el terreno, la presión de consolidación horizontal \bar{p}_h es siempre algo menor que la presión vertical \bar{p}_v que aquella soporta. La relación \bar{p}_h/\bar{p}_v parece estar situada alrededor de 0,6 para arcillas poco plásticas y 0,8 para arcillas muy plásticas. Por tanto, si se recupera una muestra perfectamente inalterada, las tensiones efectivas iniciales en su periferia se reemplazan por una presión hidrostática capilar igual en todos los sentidos con una intensidad aproximada:

$$p_3 = 1/3(\bar{p}_v + 2\bar{p}_h) = 0,7 \text{ a } 0,9 \bar{p}_v \quad (15.4)$$

Por ello, los resultados de un ensayo de compresión simple, ejecutado con una muestra perfectamente inalterada, son aproximadamente los mismos que se obtienen en un ensayo consolidado no drenado ejecutado con la misma muestra bajo una presión de confinamiento p_3 (ecuación 15.4). Esta relación torna posible obtener información relativa a las características tensión-deformación de una arcilla bajo condiciones consolidadas no drenadas sin recurrir al aparato triaxial. La figura 15.6 muestra resultados típicos. Las curvas llenas indicadas en las figuras 15.6a y 15.6b corresponden a las curvas llenas de la figura 15.5b a d, mientras que las curvas llenas de la figura 15.6c y d corresponden a las punteadas de la figura 15.5b y d*.

Si los ensayos representados por las curvas llenas de la figura 15.6 se repiten sobre las mismas probetas después de ser amasadas con un contenido de humedad constante, se obtienen las curvas punteadas. La diferencia entre las ordenadas de las curvas llenas y las que corresponden a las curvas punteadas indica el grado de sensibilidad de la arcilla, según se define en el artículo 7.

* Es conveniente destacar que el uso del ensayo de compresión simple debe en general reservarse a las arcillas saturadas normalmente consolidadas o a las poco preconsolidadas por una cubierta que fue erosionada. No es necesariamente aplicable a las arcillas preconsolidadas, debido a que suelen estar fisuradas. (N. del T.)

Se puede ver que la inclinación de la curva tensión-deformación para una muestra inalterada de arcilla de baja sensibilidad decrece continuamente con el aumento de la deformación como aquella de la curva llena de la figura 15.5b, mientras que para arcillas altamente sensitivas la pendiente permanece casi constante hasta que se llega al punto rotura (curva punteada en la figura 15.5b). Se concluye que las arcillas altamente sensitivas se comportan en estado inalterado como materiales frágiles, pero que al ser amasadas adquieren la consistencia de líquidos muy viscosos.

Relaciones tensión-deformación bajo condiciones de tensión variables

En la práctica de la ingeniería, la carga que actúa sobre los suelos situados debajo de la mayoría de las estructuras, varía periódicamente entre un valor inferior y otro superior, como lo son aquellos correspondientes al peso propio y al peso propio más la sobrecarga. Tanto los ensayos de laboratorio como la experiencia han mostrado que la reducción y subsecuente reaplicación de la tensión en un suelo de cualquier tipo va asociada con un aumento de deformación específica como lo indica la figura 15.7 para una

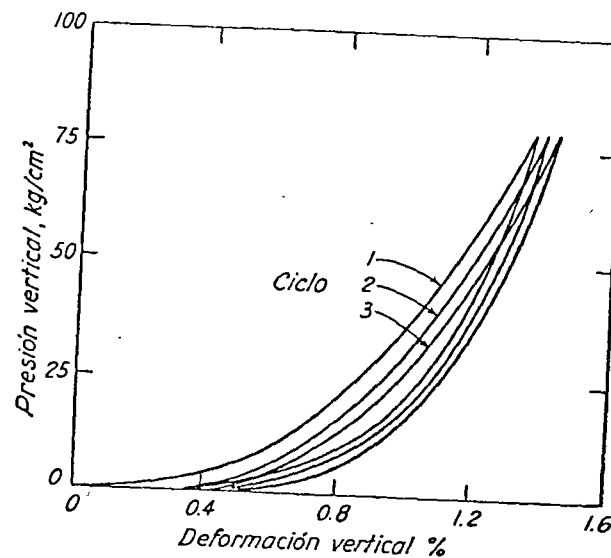


Fig. 15.7. Relación entre tensión y deformación verticales para arena gruesa uniforme moderadamente densa sometida a una carga vertical repetida (según Hendron, 1963).

probeta confinada de una arena relativamente densa. No obstante, la magnitud del aumento disminuye al incrementarse el número de ciclos de tensión. Por ello, al calcular el asentamiento final de las estructuras que soportan cargas muy variables, como los elevadores de granos,

vías grúas, las consecuencias que acarrearán las variaciones de carga deben ser consideradas especialmente.

Lecturas seleccionadas

- Andresen, A. y N. E. Simons (1960), "Norwegian triaxial equipment and technique", *Proceedings ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, págs. 695-709. Discusión sobre equipos especializados y procedimientos para ensayos triaxiales.
- Bishop, A. W. y D. J. Henkel (1962), *The measurement of soil properties in the triaxial test*, 2ª ed., Londres, Edward Arnold, 228 págs. Detallada discusión sobre aparatos, técnicas y resultados típicos.

ART. 16 CONDICIONES DE ROTURA DE LOS SUELOS

Diagrama de rotura de Mohr y ecuación de Coulomb

Los suelos, como la mayoría de los materiales sólidos, rompen por tracción o por corte. Las tensiones de tracción pueden causar la abertura de grietas que, bajo algunas circunstancias de importancia práctica, son indeseables o dañinas. Pero en la mayoría de los problemas de ingeniería solo la resistencia a rotura por corte merece ser considerada.

La rotura por corte comienza en un punto de una masa de suelo, cuando en alguna superficie que pasa por dicho punto se alcanza una combinación crítica entre la tensión normal y la tangencial o de corte. Se han desarrollado varios tipos de dispositivos para determinar e investigar el valor que adquiere esta combinación crítica bajo distintos estados de sollicitación. Por el momento, el más usado es el aparato triaxial descrito en el artículo 15. Como con este aparato solo se pueden aplicar tensiones principales sobre la superficie externa de la probeta, el estado de tensión en cualquier otro plano que no sea uno de los planos principales debe ser determinado indirectamente.

De acuerdo con los principios de la mecánica, la tensión normal y la tangencial en un plano perpendicular al plano de la tensión principal intermedia, e inclinado en un ángulo α cualquiera respecto del plano sobre el que actúa la tensión principal mayor (fig. 16.1a) vienen dadas por las siguientes ecuaciones:

$$p = \frac{1}{2}(p_1 + p_3) + \frac{1}{2}(p_1 - p_3) \cos 2\alpha \quad (16.1)$$

$$t = \frac{1}{2}(p_1 - p_3) \operatorname{sen} 2\alpha \quad (16.2)$$

En un sistema de coordenadas (fig. 16.1b) cuyo eje horizontal corresponde a las tensiones normales y el vertical a las tensiones tangenciales o de corte, dichas ecuaciones representan puntos situados sobre una circunferencia con centro en el eje de abscisas, representación ésta que se conoce como el *diagrama de Mohr*. Se pueden también escribir expresiones similares para las tensiones normales y de corte que actúan sobre planos que contienen la tensión principal intermedia, estando sus componentes deter-



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE CIMENTACIONES

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA EL
FRACCIONAMIENTO NOROESTE DE LA MAN-
ZANA 207 UBICADA EN LA CALLE 28 SUR AVE.
MORELOS OTE. EN TORREON, COAHUILA,
PROPIEDAD DEL SR. DON GUSTAVO DE LA -
GARZA.

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.

BALLESTEROS, S. A.
ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X,

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA
EL FRACCIONAMIENTO NORESTE DE LA
MANZANA 207 UBICADA EN LA CALLE 28
SUR AVE. MORELOS OTE. EN TORREON
COAHILA, PROPIEDAD DEL SR. DON
GUSTAVO DE LA GARZA

29 DE DICIEMBRE DE 1976.

X₂

V

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X₁

CONTENIDO

	PAG.
1.- ANTECEDENTES - - - - -	1
2.- TRABAJOS DE CAMPO - - - - -	1
3.- PRUEBAS DE LABORATORIO - - - - -	2
4.- ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES - - - - -	3
5.- CAPACIDAD DE CARGA DEL SUBSUELO - - - - -	3
5.1.- Presión actual en el terreno - - - - -	4
5.2.- Separación máxima de pilotes - - - - -	5
6.- PRUEBAS DE EXPANSION - - - - -	5
7.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES - - - - -	5
7.1.- Según los planos propor... - - - - -	5
7.2.- El esfuerzo neto sobre ... - - - - -	5
7.3.- El esfuerzo de falla sat... - - - - -	5
7.4.- La prof. min... - - - - -	5
7.5.- Por lo tanto la cim. - - - - -	5
7.6.- Se recomienda colocar ... - - - - -	6
7.7.- Posteriormente a la colocación... - - - - -	6
8.- REFERENCIAS - - - - -	6
9.- LISTA DE FIGURAS - - - - -	6

X₂

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X₁

1. ANTECEDENTES

El Sr. Gustavo de la Garza, solicitó a Ballesteros, S. A.

el estudio de mecánica de suelo y revisión del tipo de cimentación empleado en las casas del Fraccionamiento Noreste de la manzana 207, ubicada en la calle 28 Sur y Ave. Morelos Ote. de Torreón Coahuila. Para lo cual proporcionó los planos estructurales correspondientes y un reporte fotográfico de las fallas que aparecieron en las viviendas mencionadas.

2. TRABAJOS DE CAMPO

Se efectuaron cuatro sondeos de mixtos SM-1, SM-2, SM-3 y SM-4 y un sondeo a cielo abierto PCA-1. La localización en planta se indica en la Fig. 1, los sondeos mixtos se llevaron a la profundidad de 5.5 m. respecto al terreno natural, y el pozo a cielo abierto hasta el nivel actual de desplante de la cimentación, que es 0.60 m. respecto al terreno natural. El muestreo inalterado se efectuó mediante tubos de pared delgada tipo "Shelby". Las muestras alteradas se obtuvieron mediante el método de penetración estándar (Ref. 1, Pag. 295-314). Todas las muestras obtenidas se trasladaron al laboratorio, para realizar las pruebas necesarias. La prueba de penetración estándar se muestra en las figuras 2, 3, 4 y 5 en-

X₂

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

2 X₁

golpes por 30 cm.

3. PRUEBAS DE LABORATORIO

A todas las muestras se les efectuaron pruebas de clasificación y al tacto, en estado húmedo y seco, de contenido natural de agua W , también en muestras representativas de cada estrato se efectuaron pruebas complementarias de clasificación, límite líquido W_e y límite plástico W_p con el objeto de reclasificar el suelo de acuerdo al sistema unificado de clasificación (SUCS) (Ref. 1, pag. 31-35). Los resultados se muestran en las figuras 2, 3, 4 y 5.

En las muestras inalteradas se efectuaron pruebas de compresión simple y triaxial, figuras 6 y 7, con el objeto de conocer la resistencia al esfuerzo cortante de los estratos representativos del subsuelo. Gravedad específica de los sólidos para estimar el peso propio del subsuelo P_0 y su relación de vacíos e_0 .

Pruebas de expansión, para determinar si las arcillas son expansivas o no para la carga actual de la cimentación.

Los resultados se muestran en la fig. 8. En las arenas limosas se hicieron análisis granulométricos para ayudar a clasificarlas, los resultados se muestran en las figuras 9, 10, 11 y 12

X₂

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X₁

4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

Del nivel actual del terreno hasta una profundidad variable de 1.8 a 2.00 metros se encontró una arcilla de consistencia suave y de mediana a alta plasticidad. Del nivel anterior hasta 3.00 a 3.5 m. se encontró una arcilla limosa de características similares, de 3.00 y 3.5 m. a 5.5 m. se encontrarón arenas muy compactas. El perfil estratigráfico se muestra en la fig. 13.

5. CAPACIDAD DE CARGA DEL SUBSUELO

La capacidad de carga de un pilote circular de 0.20 m. de diámetro llevado hasta una profundidad mínima $D_f = 3.00$ m. viene dada por (Ref. 1 pag. 219-255)

$$Q_d = Q_p + Q_s = q_{dr} A_p + 2\pi r f_s D_f \quad (5.1)$$

en donde q_{dr} es la capacidad de carga por unidad de area en la punta del pilote, A_p es el área de la base y r el radio del pilote, f_s es la fricción promedio en falla por unidad de area entre suelo y pilote, en nuestro caso consideraremos solo la parte de (5.1) correspondiente a capacidad por punta en la cual

$$q_{dr} = 1.2 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma r N_\gamma \quad (5.2)$$

donde:

q_{dr} = Carga de falla en ton/m^2

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X₁

4

C = Cohesión del subsuelo en ton/m^2

D_f = Profundidad del pilote en m

γ = Peso volumétrico del subsuelo en ton/m^3

r = radio del pilote en m.

N_c , N_q y N_γ son factores de capacidad de carga

De las pruebas de laboratorio se obtiene:

$$C = 0$$

$$\gamma = 1.5 \text{ ton/m}^3$$

$$D_f = 3.00 \text{ m. (mínima según sondeos de campo)}$$

$$r = 0.10 \text{ m.}$$

De ref. 1. Pag. 222, para $Q = 40^\circ$, se obtiene

$$N_c > 65, N_q = 65, N_\gamma = 90$$

(5.3)

Substituyendo (5.3) en (5.2) se obtiene

$$q_{dr} = 1.2 (0) (65) + 1.5 (3.00) (65) + 0.6 (1.5) (90)$$

$$q_{dr} = 373.5 \text{ ton/m}^2 \quad (5.4)$$

y la capacidad por punta del pilote será

$$Q_p = \pi (0.1)^2 (373.5) = 11.73 \frac{\text{ton}}{\text{pilote}} \quad (5.5)$$

La carga de trabajo para un factor de 2 será

$$Q_{pw} = \frac{Q_p}{2} = \frac{11.73}{2} = 5.87 \text{ ton/pilote} \quad (5.6)$$

5.1. Presión actual en el terreno

El peso máximo sobre la cimentación es del orden de 2.36 ton/m., según planos entregados por el Sr. de la Garza.

X₂

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12 5

x,

5.2. Separación máxima de pilotes

$$S = \frac{5.87}{2.36} = 2.49 \text{ m.}$$

La distribución de pilotes se muestra en las figuras 14 y 15, y los detalles constructivos en la figura 16.

6. PRUEBAS DE EXPANSION

Se efectuaron varias pruebas de expansión saturando la muestra a una presión de 0.4 Kg/cm^2 , y se observó que la expansión es despreciable, los resultados se muestran en la fig. 8

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Según los planos proporcionados por el Sr. Don Gustavo de la Garza la profundidad de desplante de la cimentación es de 0.60m.

7.2 El esfuerzo neto sobre la cimentación es del orden de 0.4 Kg/cm^2 .

7.3 El esfuerzo de falla saturando el terreno es menor de 0.4 Kg/cm^2 .

7.4 La profundidad mínima de desplante debería haber sido 3.00 m.

7.5 Por lo tanto la cimentación falló al saturarse de agua du-

x,

v

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

6 X,

rante la excesiva temporada de lluvias que se presentó.

7.6 Se recomienda colocar pilotes colados en el lugar llevados hasta el estrato de arena compacta que se encuentra de 3.00 a 4.5m , como se indica en las figuras , 14, 15 y 16.

7.7 Posteriormente a la colocación de los pilotes reparar adecuadamente las grietas de las viviendas

BALLESTEROS, S. A.
Ingenieros Constructores .

8. REFERENCIAS

8.1. Terzaghi, Karl y Peck, Ralph B. , "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley & Sons, Inc. edición, 1967.

8.2 Meyerhof, G.G. , "Penetration Tes and Bearing Capacity of Cohesion less Soils", J. Soil Mechanics, ASCE, 82 SM 1, Paper 866, 1956, pp.

9. LISTA DE FIGURAS

X,

V

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

O

X₁

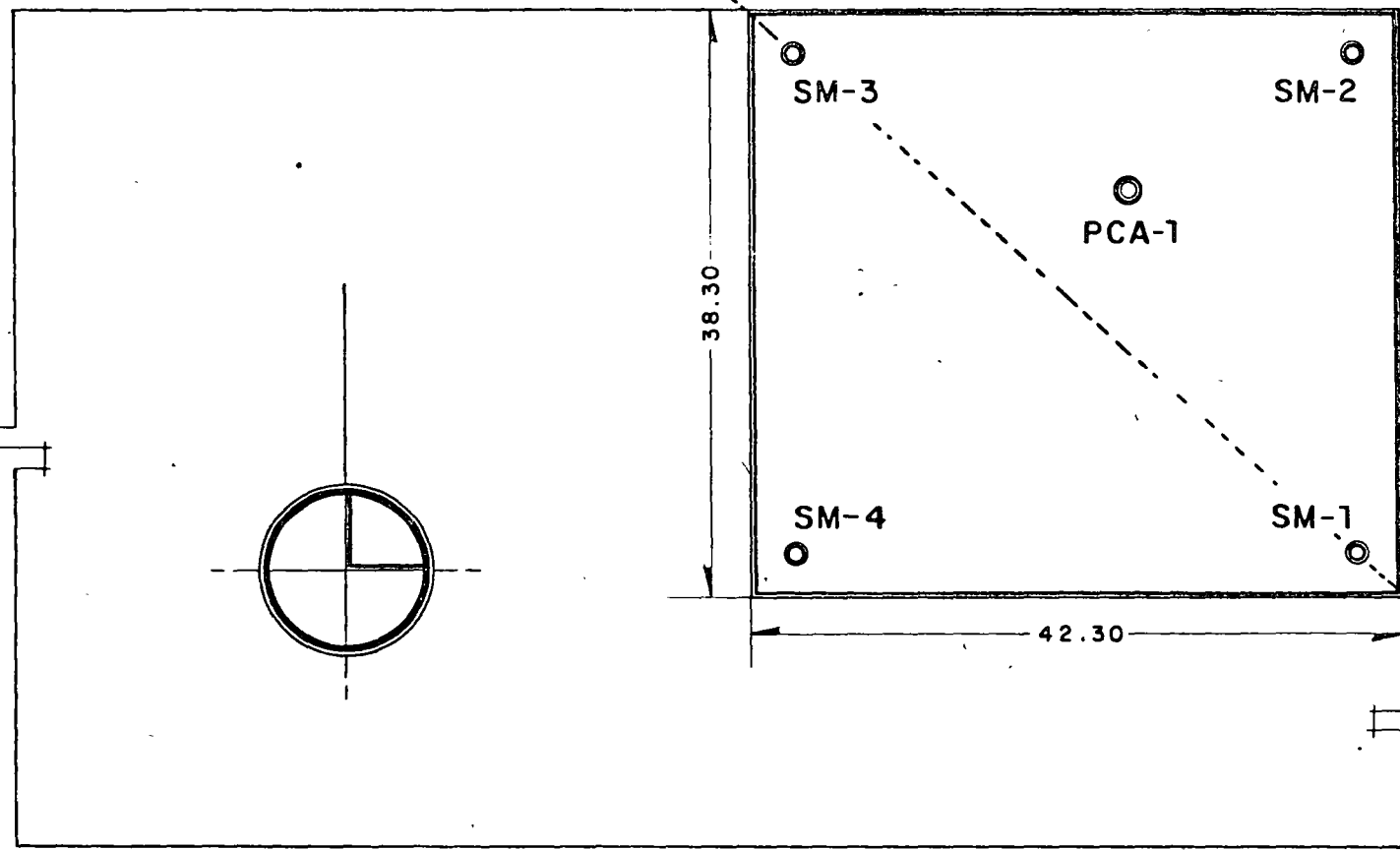
- Fig. 1 Croquis de localización de sondeos
- Fig. 2 Columna estratigráfica sondeo M-1
- Fig. 3 Columna estratigráfica sondeo M-2
- Fig. 4 Columna estratigráfica sondeo M-3
- Fig. 5 Columna estratigráfica sondeo M-4
- Fig. 6 Curvas esfuerzo deformación en sondeo M-1
- Fig. 7 Prueba triaxial drenada rápida
- Fig. 8 Prueba expansión saturando la muestra de arcilla a 0.65 m. de prof. con una presión de 0.4 Kg/cm^2 .
- Fig. 9 Análisis granulométrico en M-1
- Fig. 10 Análisis granulométrico en M-2
- Fig. 11 Análisis granulométrico en M-3
- Fig. 12 Análisis granulométrico en M-4
- Fig. 13 Perfil estratigráfico
- Fig. 14 Distribución de pilotes
- Fig. 15 Distribución para dos casas contiguas
- Fig. 16 Refuerzo de pilotes

X₂

V

AVENIDA MORELOS ORIENTE

CALLE 27 SUR



CALLE 28 SUR

AVENIDA VENUSTIANO CARRANZA

BALLESTEROS, S. A.

CROQUIS DE LOCALIZACION DE SONDEOS
Obra : Av. Morelos con calle 28 Sur
Localización : TORREON , COAHUILA

Esc. 1 : 500

Figura No. 1

BALLESTEROS, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevalo 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

LOCALIZACION : Torreón Coahuila

TIPO DE SONDEO : S — M 1

NIVEL DE AGUAS FREATICAS : No se localizó

ELEVACION :

FECHA : Octubre 16 de 1976

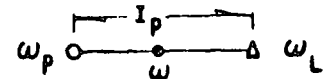
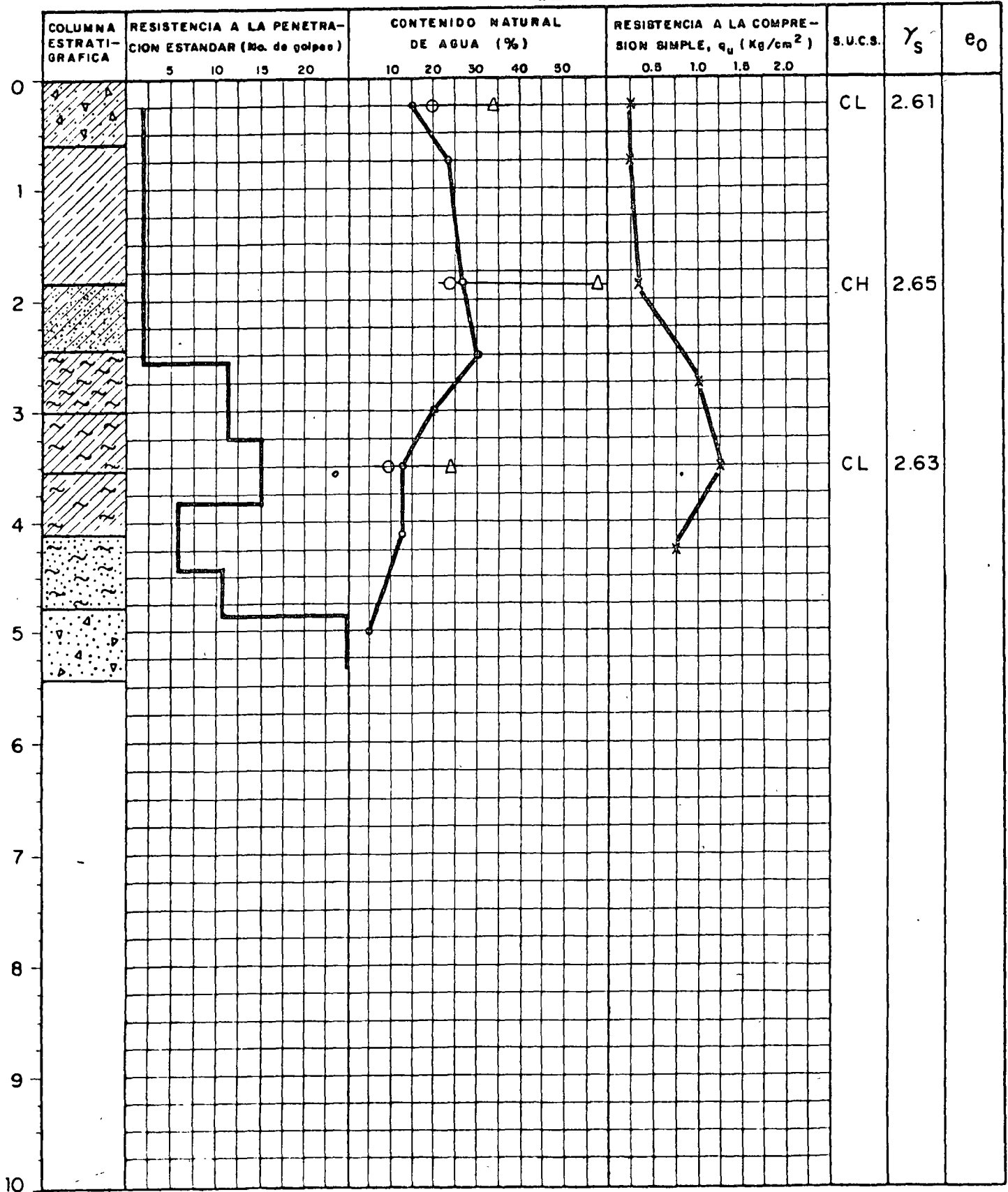


FIGURA No 2

BALLESTEROS, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevalo 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

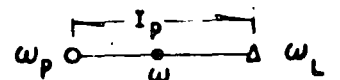
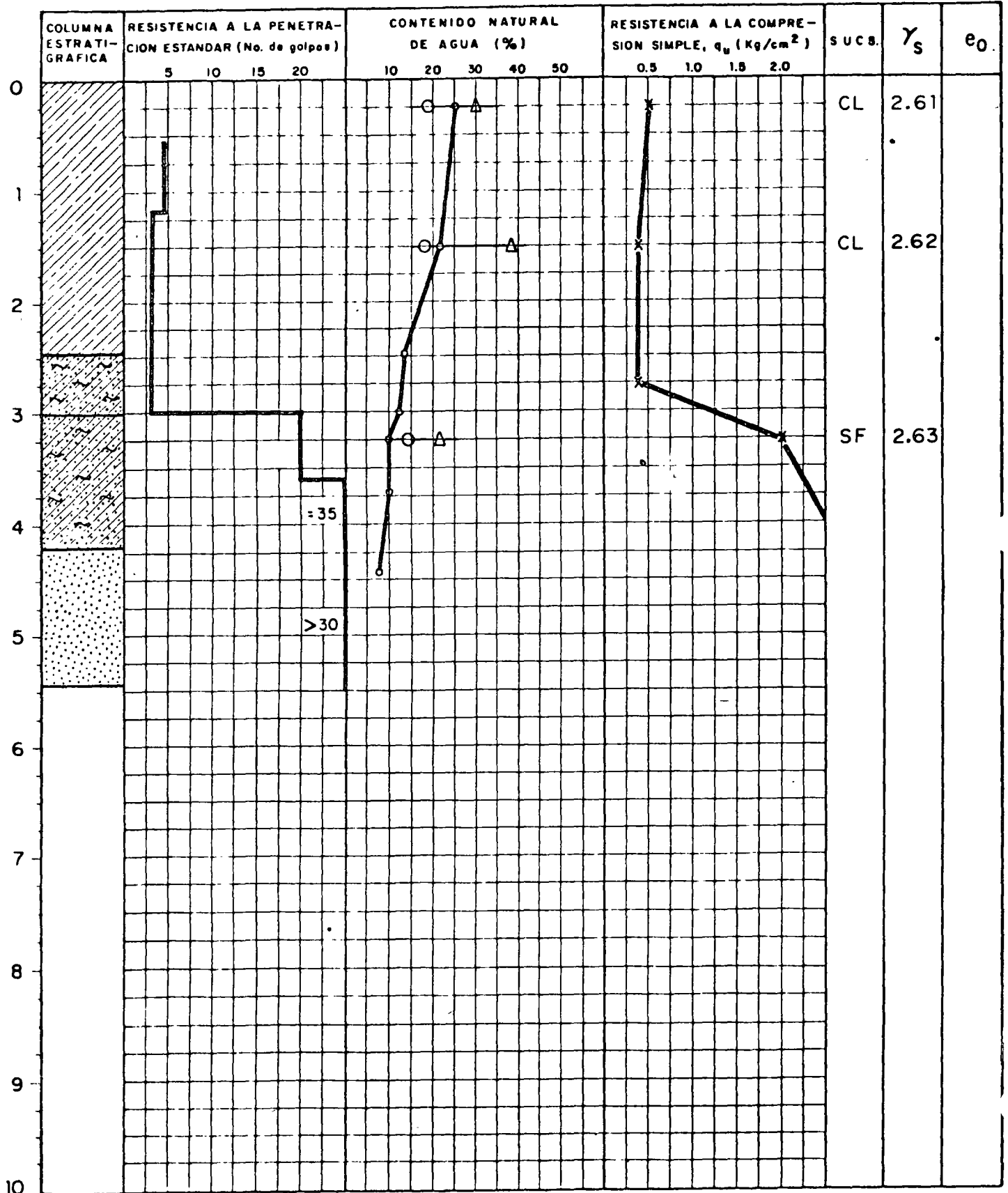
LOCALIZACION : Torreón Coahuila

TIPO DE SONDEO : E-SM2

NIVEL DE AGUAS FREATICAS : No se localizó

ELEVACION : 0.00

FECHA : Octubre 16 de 1976



BALLESTEROS, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevoa 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

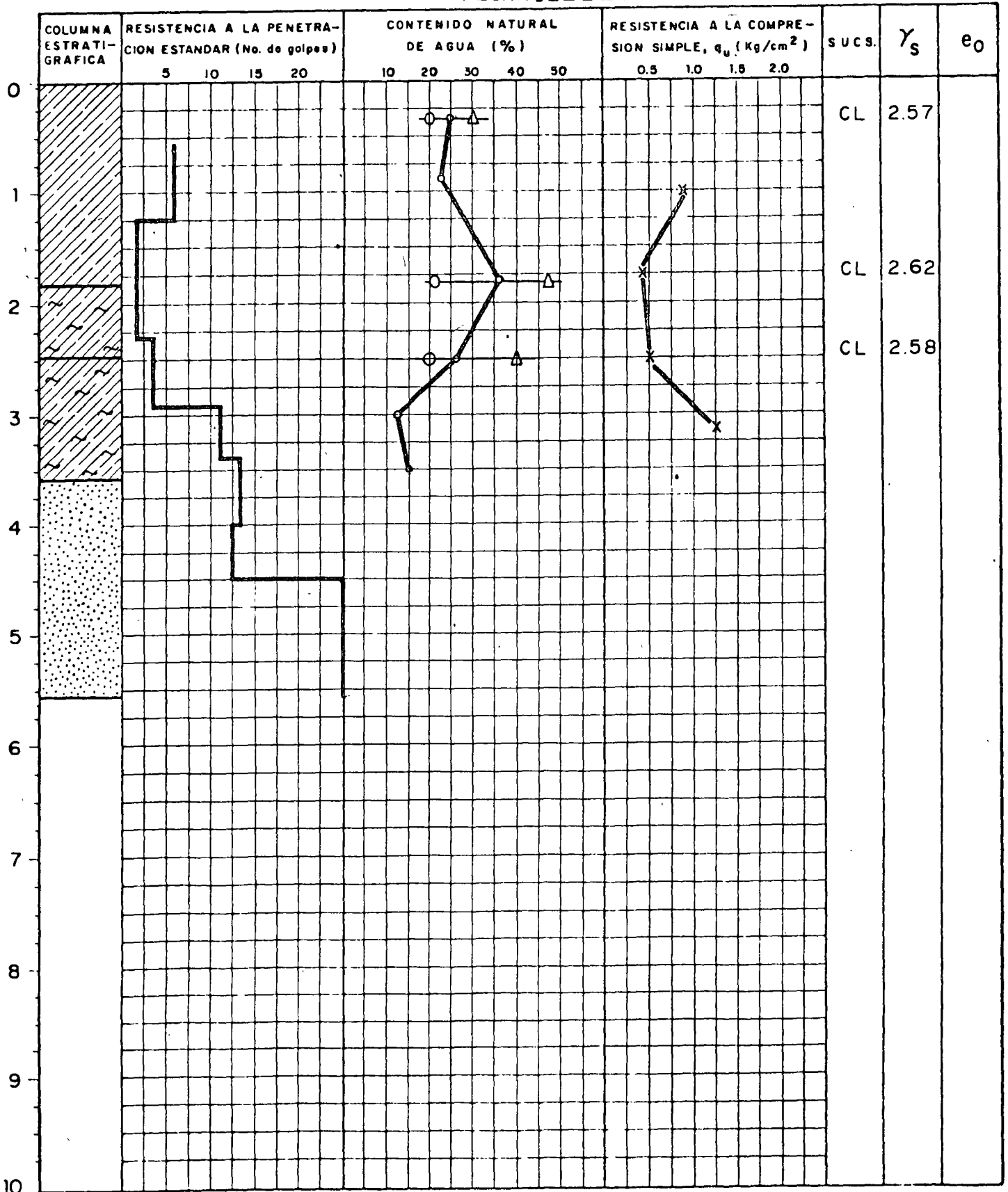
LOCALIZACION : Torreón Coahuila

TIPO DE SONDEO : E - SM 3

NIVEL DE AGUAS FREATICAS : No se localizó

ELEVACION : 0.00

FECHA : Octubre 16 de 1976



BALLESTEROS, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevado 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

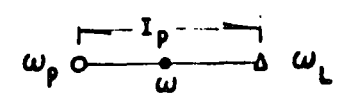
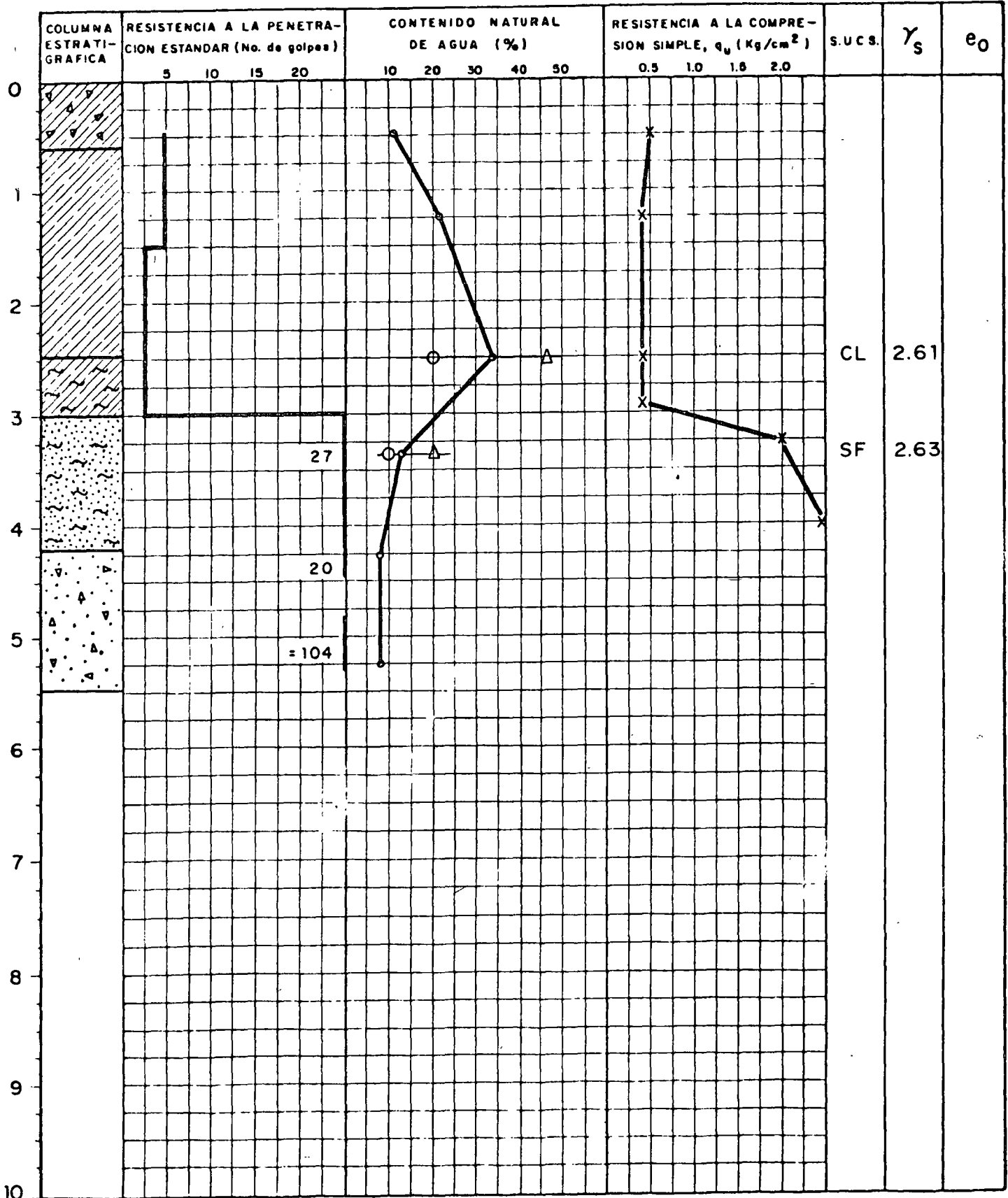
LOCALIZACION : Torreón Coahuila

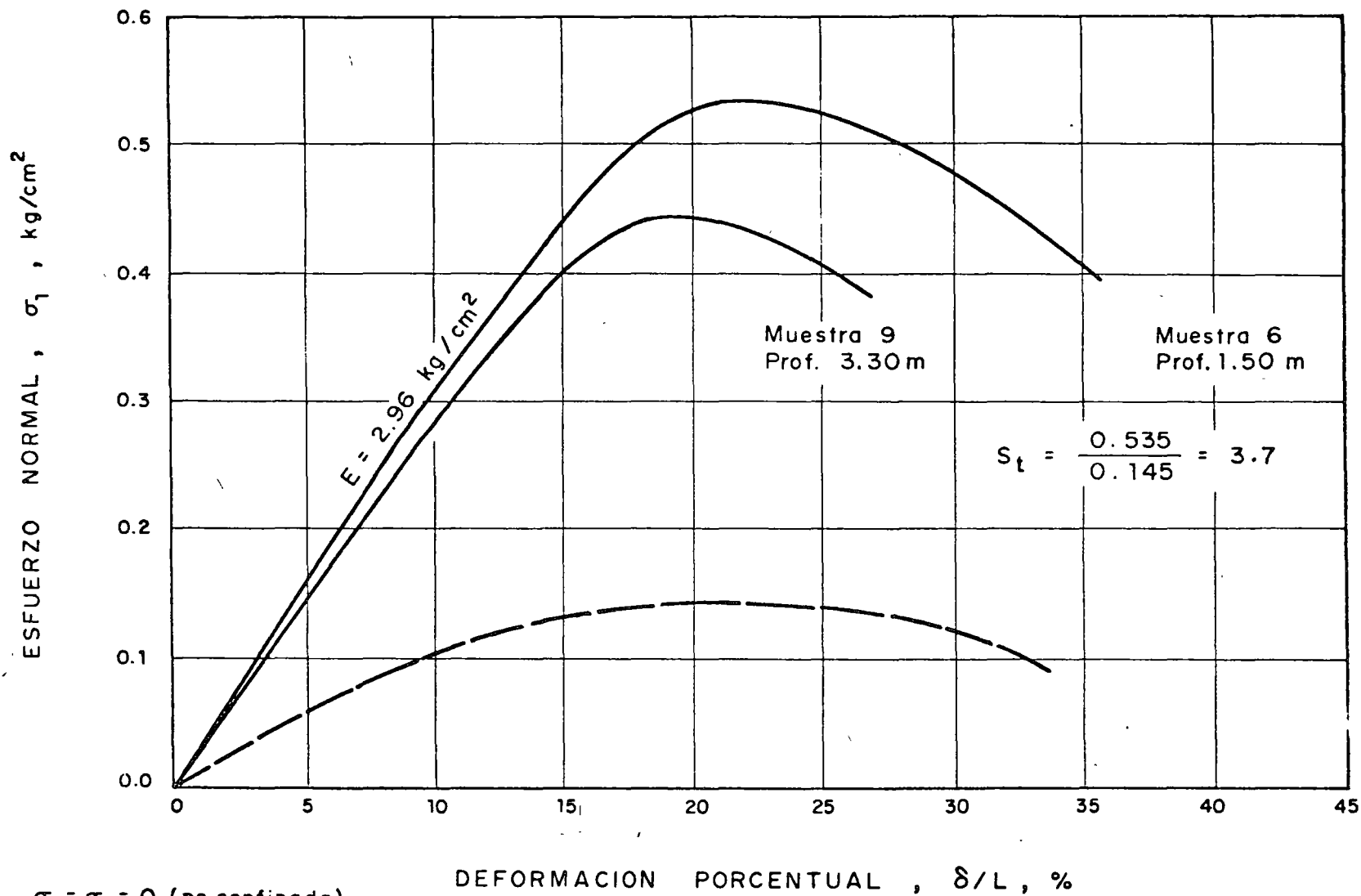
TIPO DE SONDEO : E — SM 4

NIVEL DE AGUAS FREATICAS : No se localizó

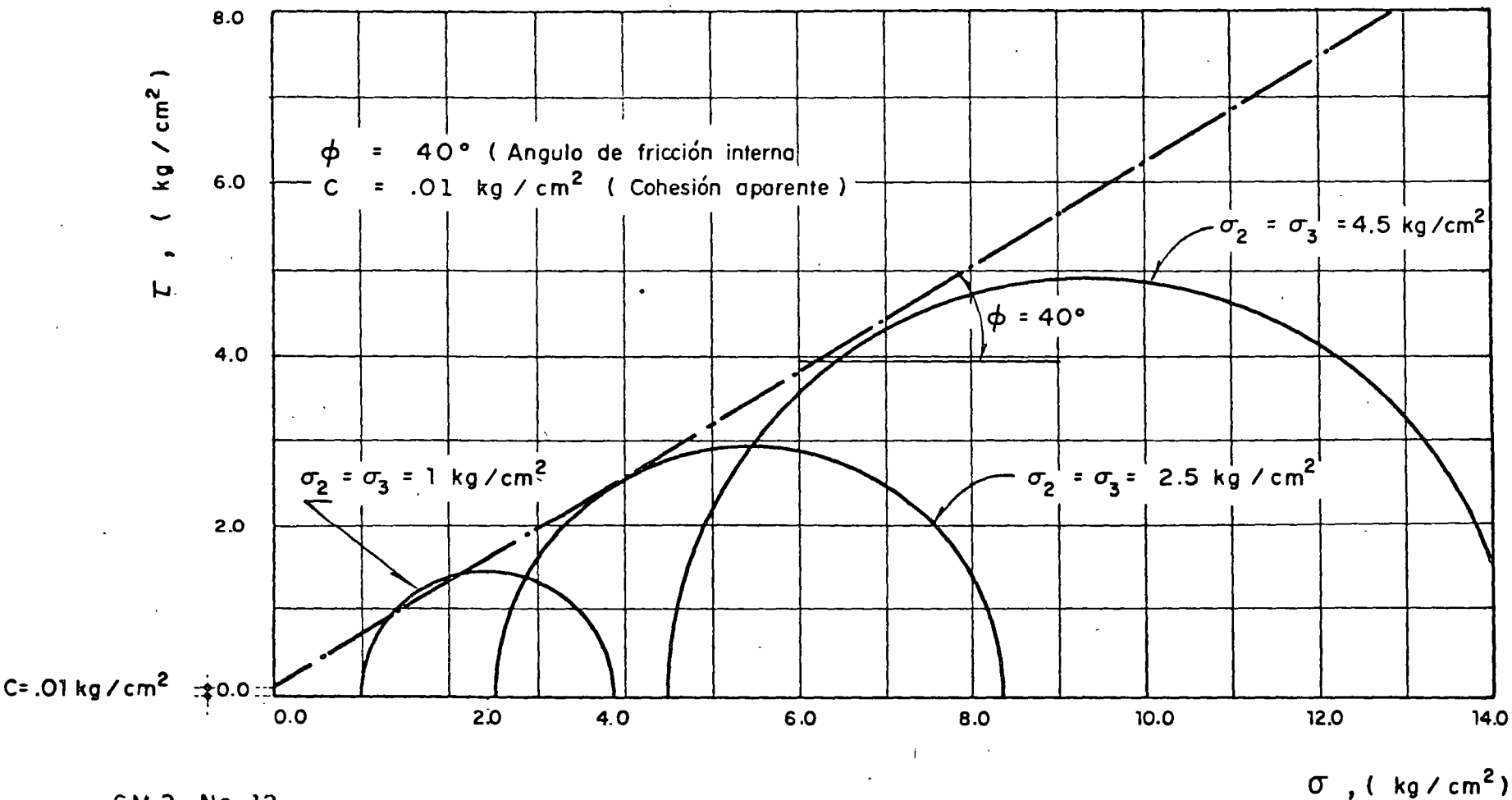
ELEVACION : 0.00

FECHA : Octubre 16 de 1976





Curvas esfuerzo-deformación en sondeo mixto-1



SM 2 No. 12

Profundidad: 3.00 a 3.50 m

N = 3 golpes/p

Material: Arena limosa muy compacta

$\omega = 8 \%$

BALLESTEROS, S.A. INGENIEROS CONSULTORES
PRUEBA TRIAXIAL DRENADA RAPIDA Obra: Fraccionamiento Noroeste de la manzana 207, Ubicado en Av. Morelos y calle 28 Sur Torreón Coahuila.
FIGURA No. 7

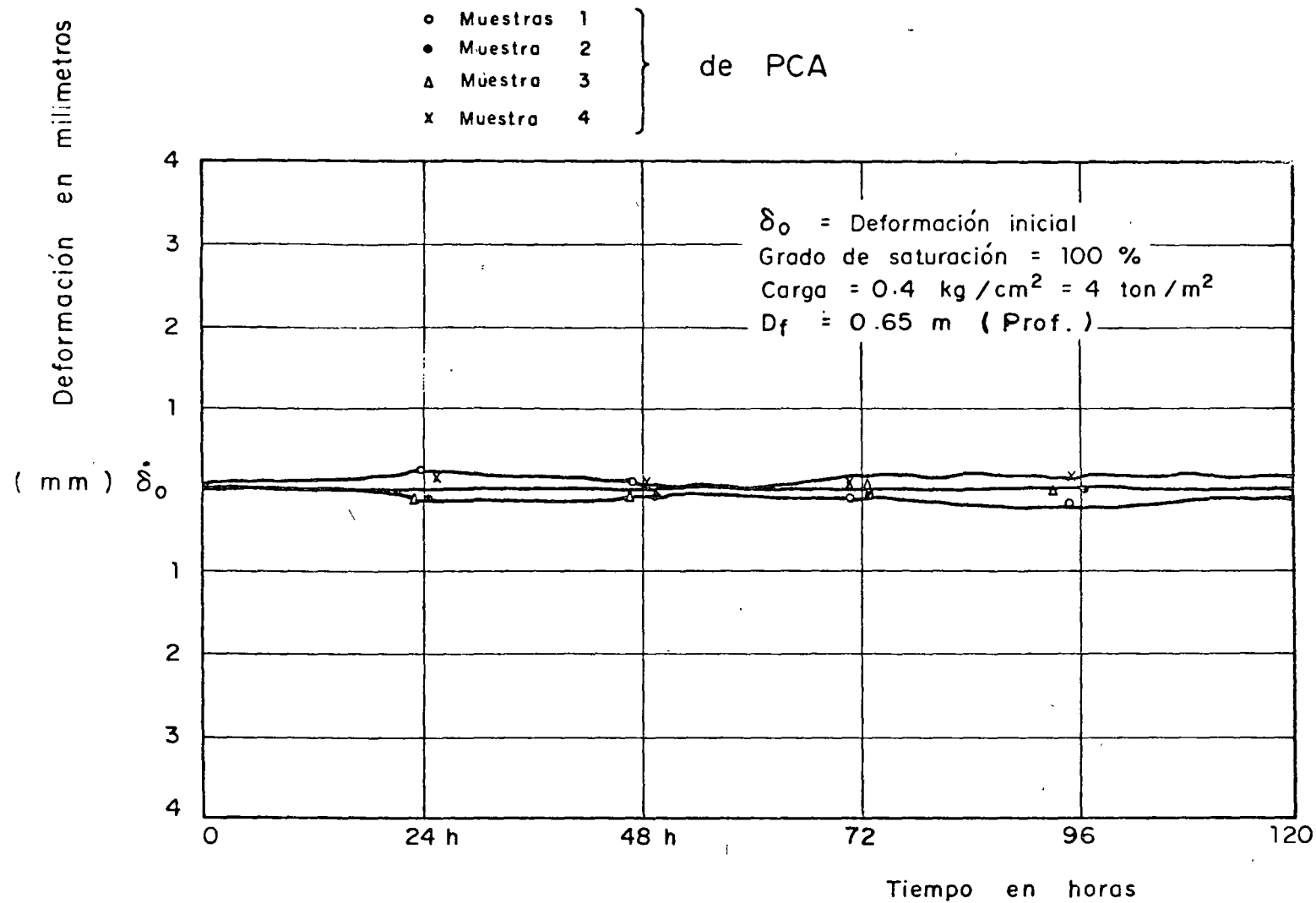
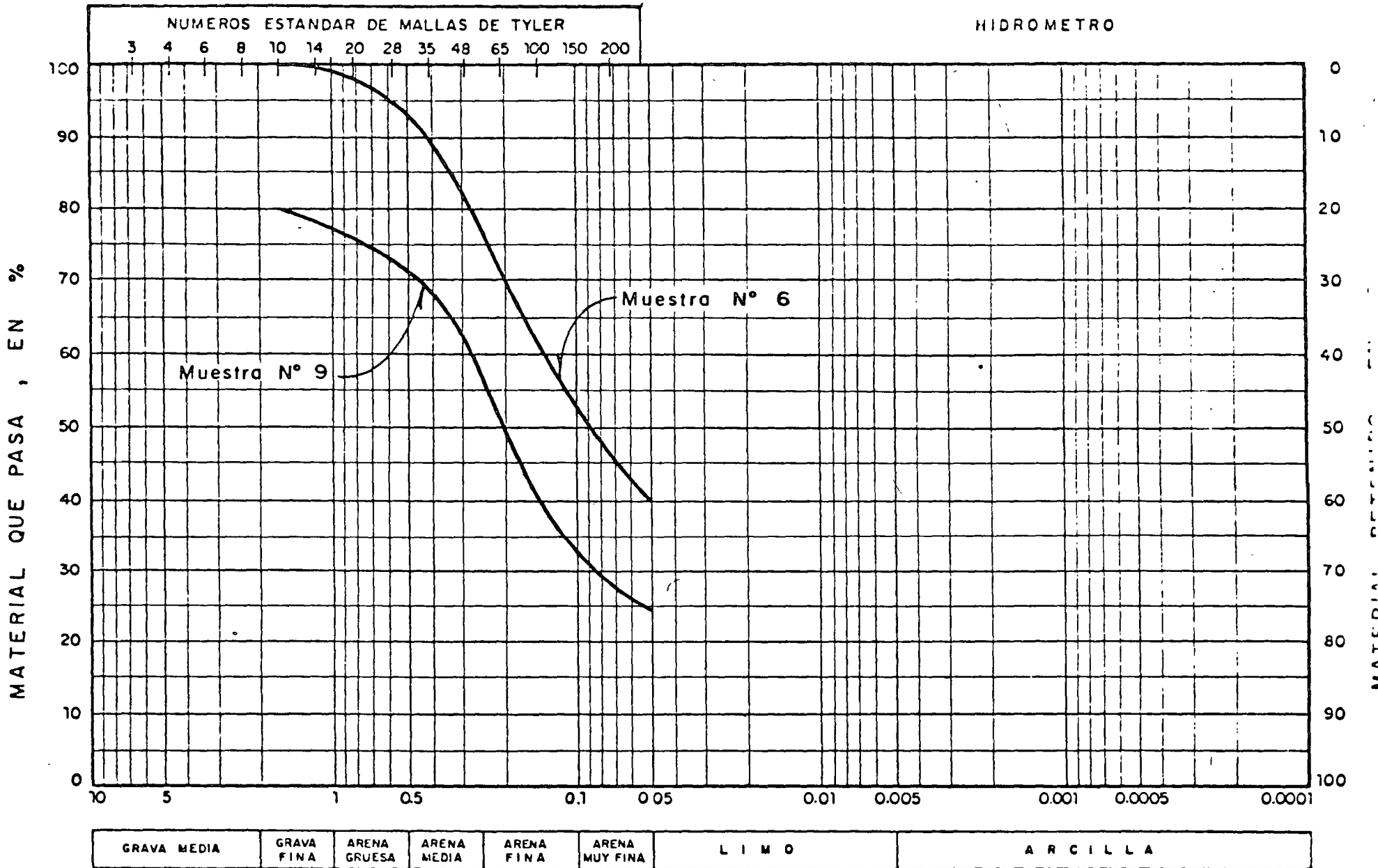


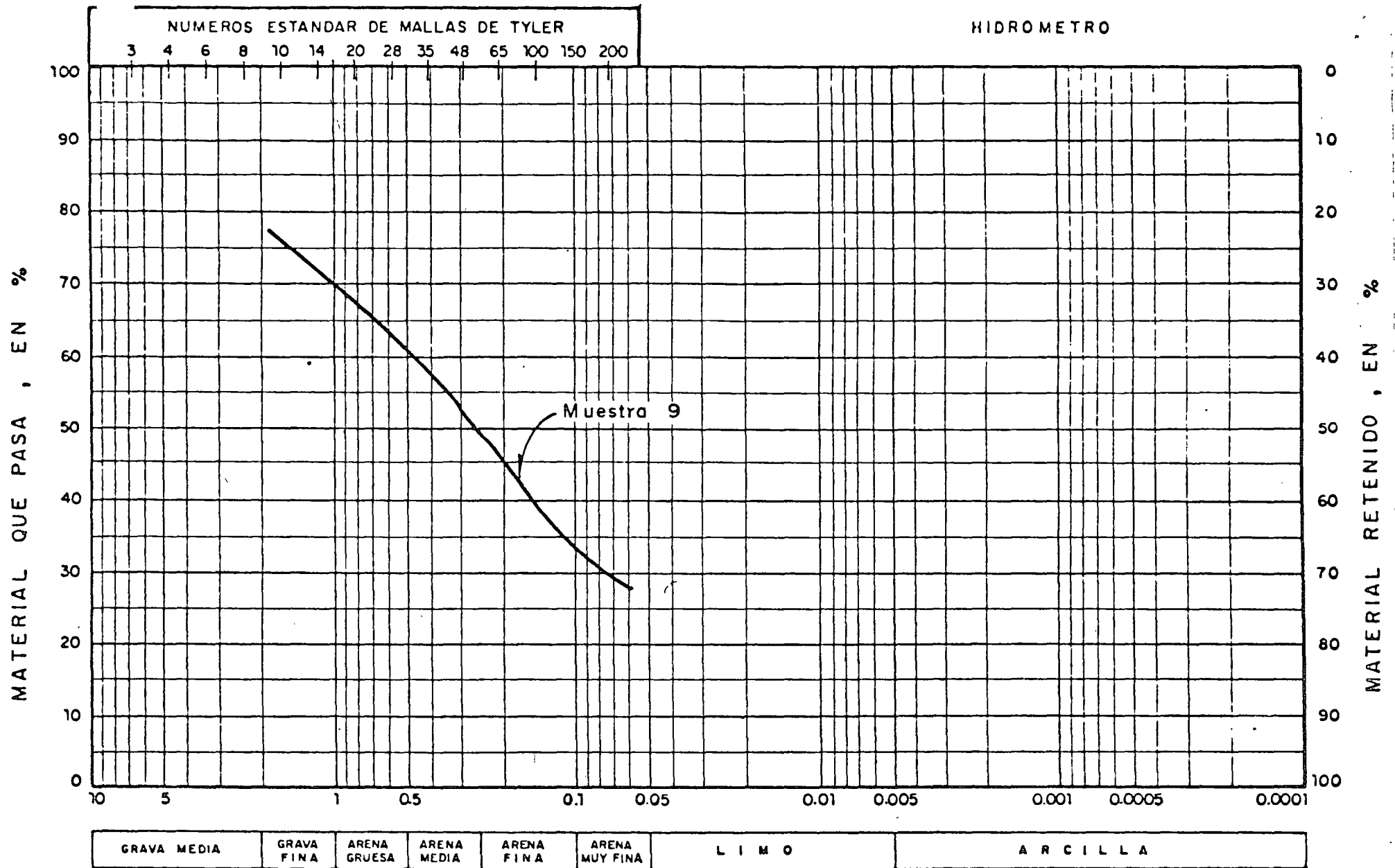
Fig 8 Prueba de expansión saturando la muestra de arcilla , a 0.65 m de profundidad con una presión de 0.4 kg / cm²



Obra : Av. Morelos con calle 28 Sur , Torreón Coahuila . Sondeo No. M-1 Muestras 6 y 9
 Profundidad : 3.00 a 3.60 Elevación 0.00 Notas

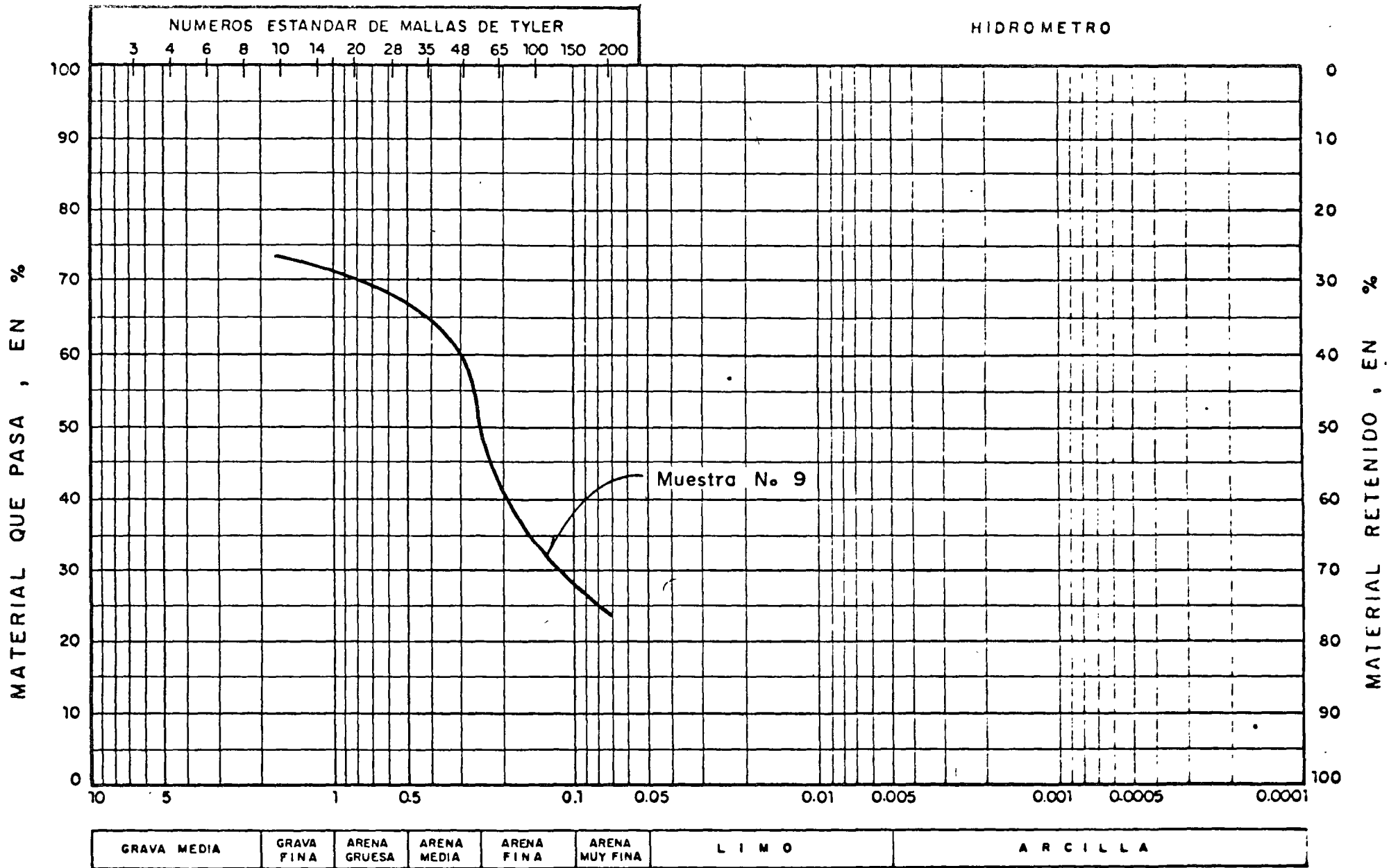
DIAGRAMA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA

BALLESTEROS, S.A.
INGENIEROS CONSULTORES
F. JRA No 9.



Obra : Av. Morelos con calle 28 Sur , Torreón Coahuila . Sondeo N° E-2 Muestra N° 9
 Profundidad : 4.80 a 5.40 m Elevación 0.00 Notas -----

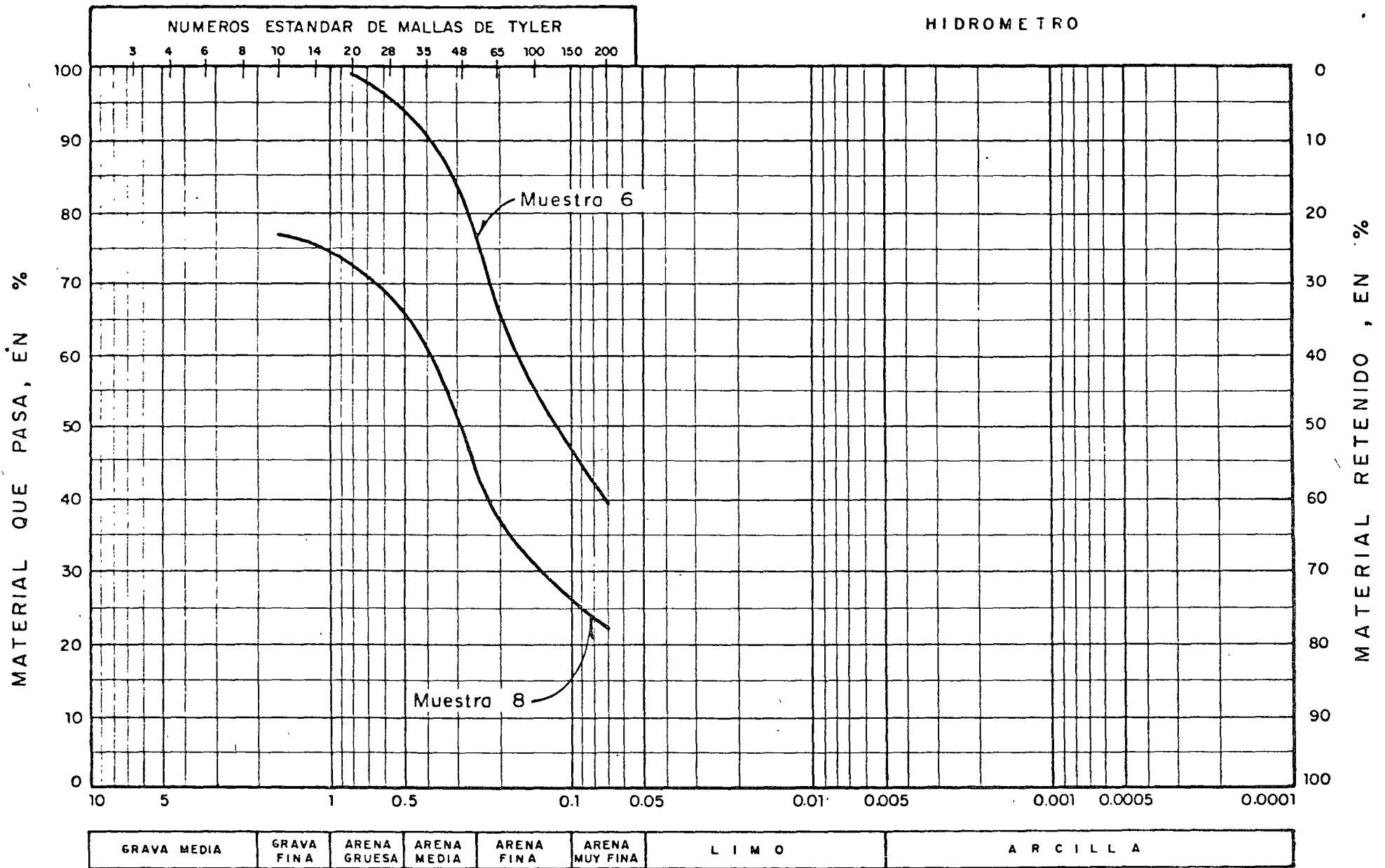
DIAGRAMA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA



Obra : Av. Morelos con calle 28 Sur , Torreón Coahuila . Sondeo E - 3 Muestra N° 9
 Profundidad : 4.80 a 5.40 m Elevación 0.00 Notas

DIAGRAMA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA

BALLESTEROS, S.A.
 INGENIEROS CONSULTORES
 FIGUR N° 11



Obra : Av. Morelos con calle 28 Sur , Torreon Coahuila . Sondeo M No 4 Muestras 6 y 8
 Profundidad Muestra 6 = 3.00 a 3.60 ; Muestra 8 de 4.20 a 4.80 Elevación 0.00

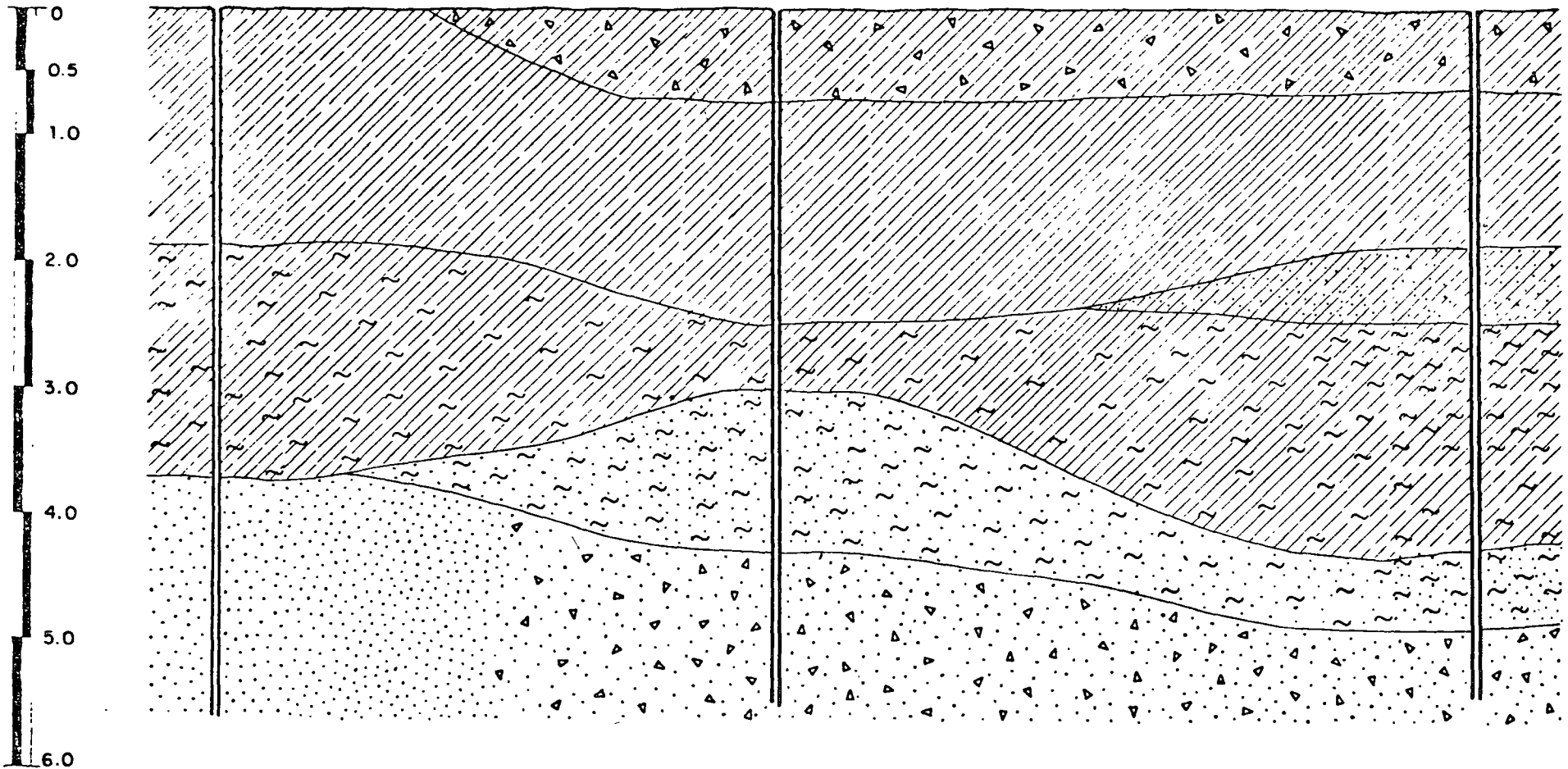
DIAGRAMA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA

BALLESTEROS, S.A.
 INGENIEROS CONSULTORES
 FIGURA N° 12

SM-3

SM-4

SM-1

ARENA GRAVA ARCILLA LIMO 

SM.- Sondeo Mixto

Escala Horizontal 1 : 250

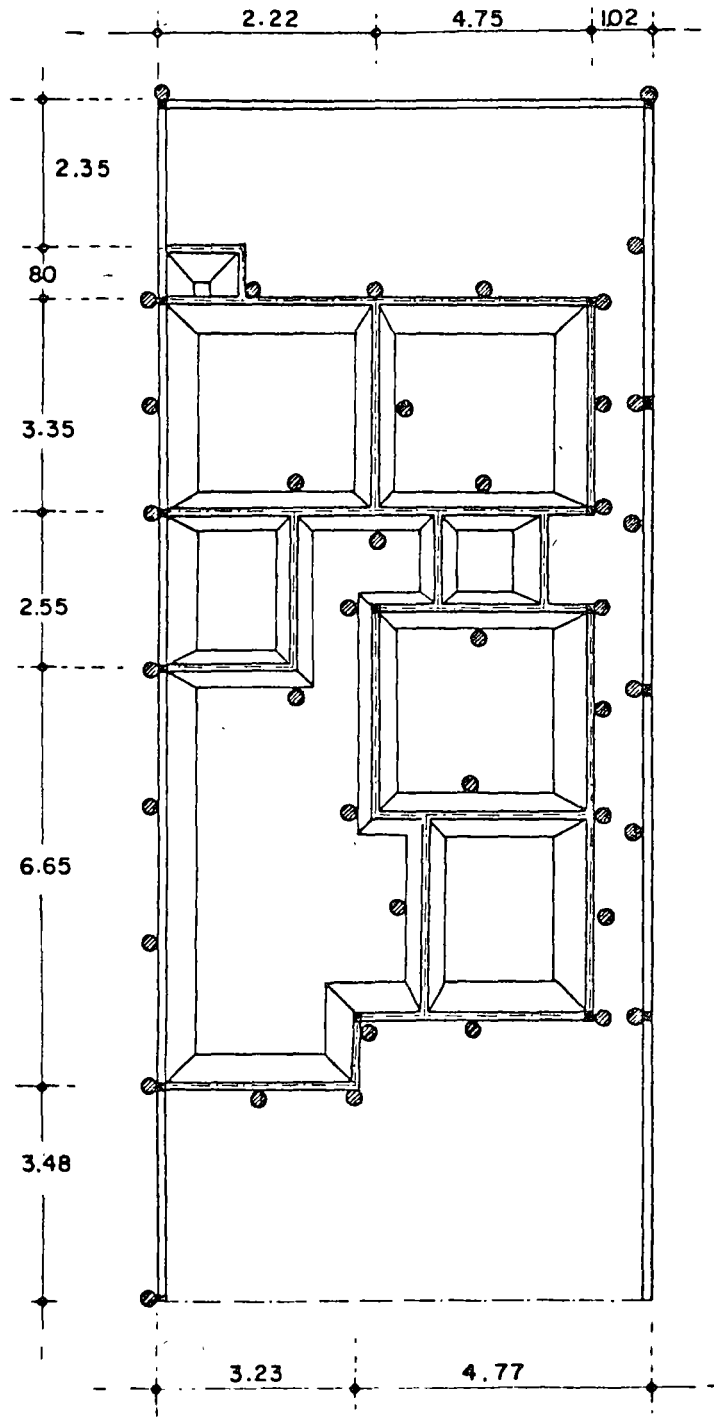
Escala Vertical 1 : 50

BALLESTEROS, S. A.
INGENIEROS CONSULTORES

PERFIL ESTRATIGRAFICO PROBABLE EN LINEA A B

Obra: Av. Morelos con Calle 28 Sur
Torreón, Coahuila

Fecha: Octubre 16 de 1976 F 13

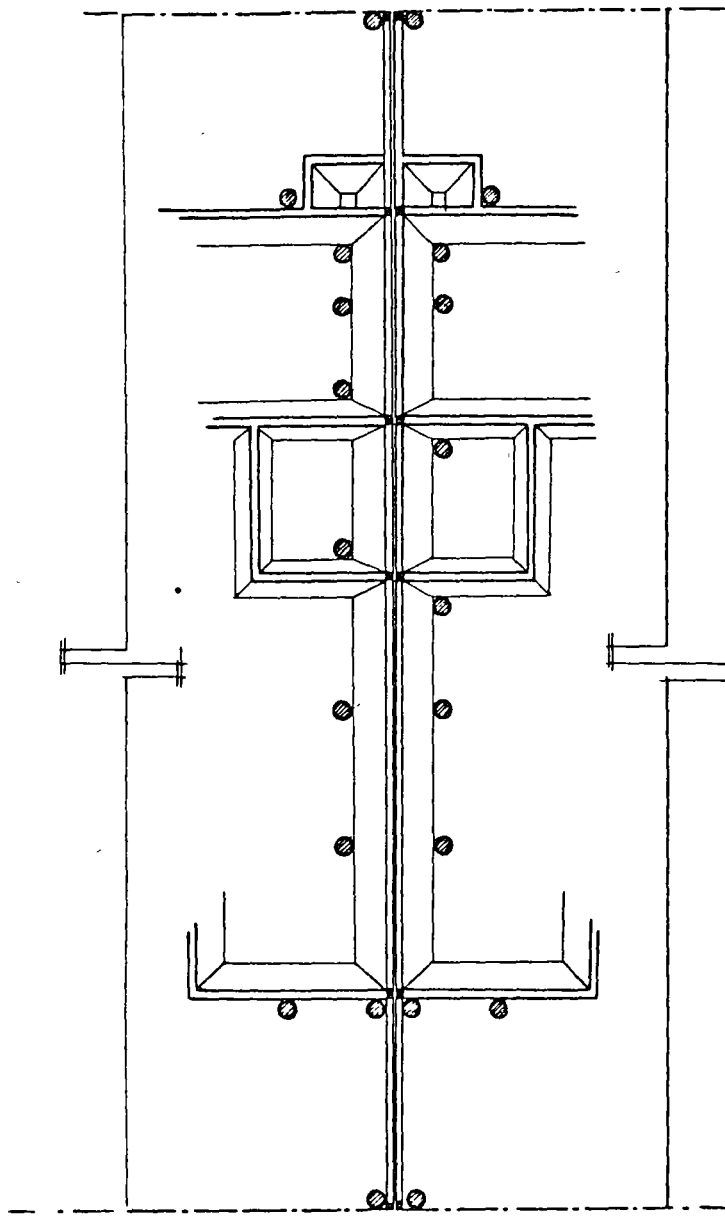


PLANTA CIMENTACION

BALLESTEROS, S.A.
 INGENIEROS CONSULTORES

DISTRIBUCION DE PILOTES
 OBRA: Fraccionamiento Noreste de la manzana 207, Ubicado en calle 28 Sur y Av Morelos Ote. en Torreón Coahuila

FIGURA No 14



AVENIDA MORELOS ORIENTE

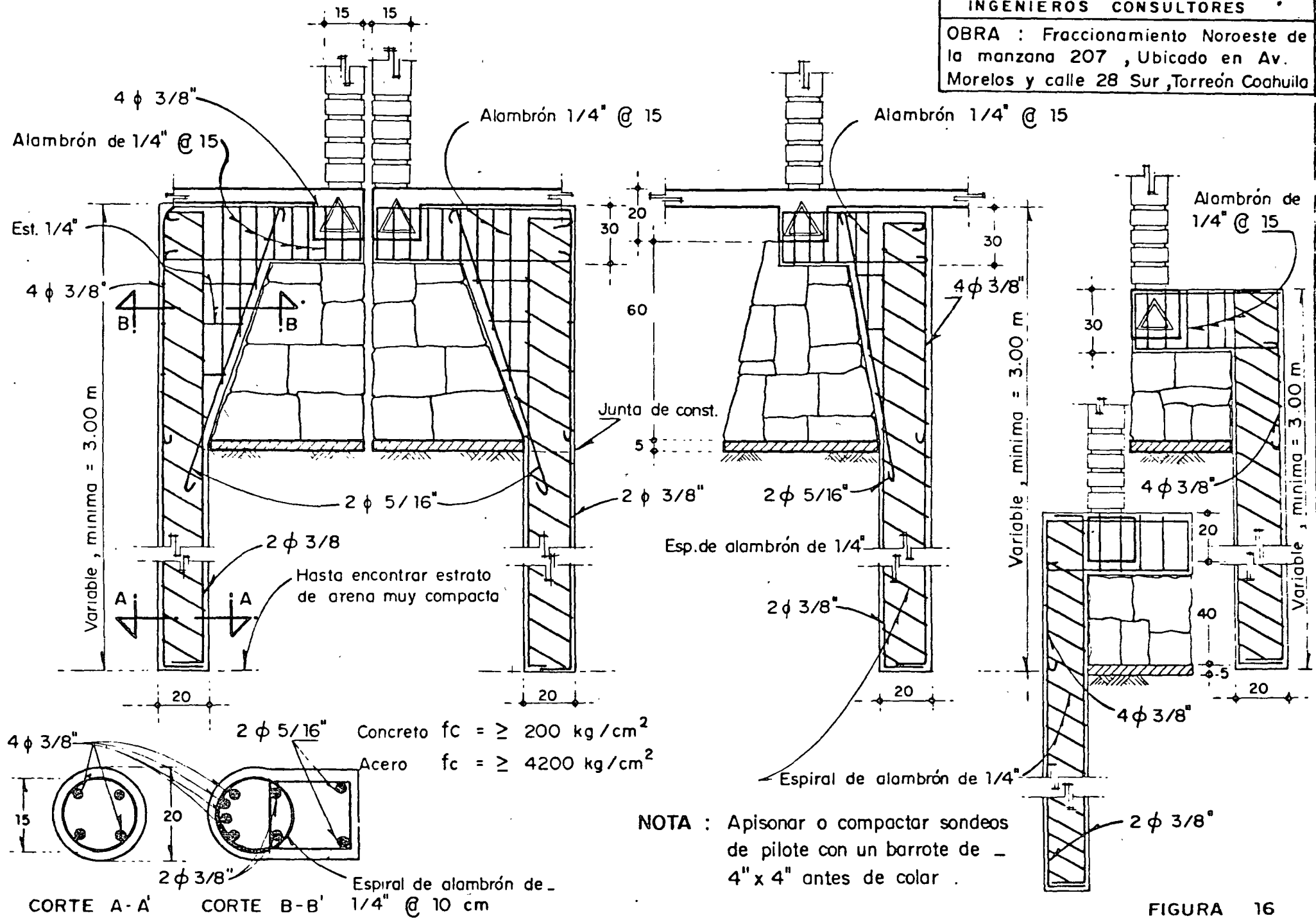
BALLESTEROS, S.A
INGENIEROS CONSULTORES

DISTRIBUCION DE PILOTES PARA
DOS CASAS CONTIGUAS

Obra : Av. Morelos con calle 28 Sur
Torreón , Coahuila

FIGURA 15

OBRA : Fraccionamiento Noroeste de la manzana 207 , Ubicado en Av. Morelos y calle 28 Sur ,Torreón Coahuila

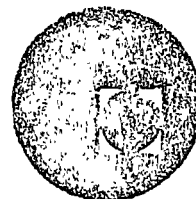


NOTA : Apisonar o compactar sondeos de pilote con un barrote de 4" x 4" antes de colar .

FIGURA 16



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE CIMENTACIONES

EJEMPLOS PRACTICOS

a) Revisión cimentación en Hotel de IXTAPA

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.

INDICE

1.- CAPACIDAD DE CARGA DE LOS PILOTES.	1
1.1.- Capacidad de carga por punta	5
1.2.- Comparación entre las capacidades de carga recomen dadas por y las calculadas por .	6
1.3.- Orden de magnitud del nuevo presupuesto.	8
1.4.- Catálogo de Conceptos	9
1.5.- Conclusiones y Recomendaciones	9
2.- REFERENCIAS	11

REVISION DEL ESTUDIO DEL SUBSUELO
DEL HOTEL DE IXTAPA
GUERRERO

1.- CAPACIDAD DE CARGA DE LOS PILOTES:

$$Q_d = Q_p + Q_s = q_p A_p + 4B f_s D_f \dots \dots \dots (1.1)$$

q_p = capacidad de carga por unidad de area por punta Ton/m²

A_p = Area de la base del pilote en m²

f_s = valor promedio de la combinación de fricción y adherencia por unidad de area de contacto entre los lados del pilote y el suelo.

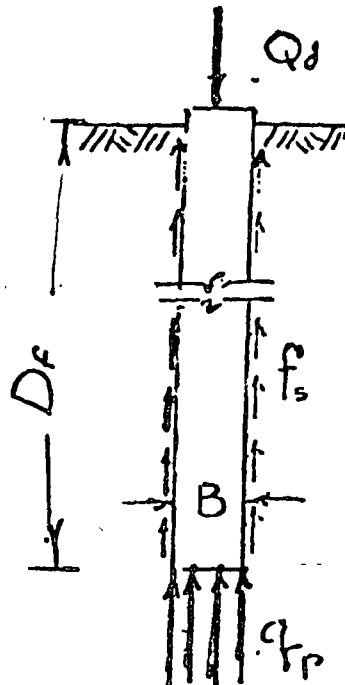


Fig. 1.1 Sección a través de la pila.

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL 5-39-88-12

X₁

El segundo término del lado derecho de la ecuación (1.1) contiene la fricción f_s el cual es considerado como la suma de dos términos.

$$f_s = C_a + p_n \text{ Tan } \delta \quad \dots \dots \dots (1.2)$$

donde:

C_a = adherencia por unidad de area entre pilote y suelo (Ton/m²)

p_n = presión horizontal promedio sobre la superficie suelo-pilote en el momento de falla (Ton/m²).

δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote.

Los valores C_a y δ pueden en algunos casos ser determinados experimentalmente por medio de pruebas de laboratorio. Sin embargo ambas cantidades dependen de otros factores (Procedimiento de instalación, etc...). Por lo tanto f_s es mejor y preferible estimarlo sobre las bases de datos empíricos derivados de observaciones de campo Ref. (1) pag. 563.

X₂

BALLESTEROS, S. A. ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 5-39-88-12

X₁

Tipo de suelo	Fricción f _s (lbs/pie ²)	f _s Ton/m ²
Limo y arcilla suave	150-600	1-3
Arcilla dura	1000-4000	5-20
Arena suelta	250-700	1.2-3.5
Arena densa	700-1400	3.4-7.0
Grava densa	1000-2000	5-10

Tabla 1.1. - Valores de fricción pila suelo durante el hincado de pilas.

o valor de q_p.

$$q_p = 1.2 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_y \dots \dots \dots (1.3)$$

En nuestro caso se tiene lo siguiente de Ref. (1) pag. 563 se pueden conocer los valores representativos de φ para arenas y limos.

X₂

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL 5-39-88-12

X₁

Material	Suelto	Denso
Arena, uniforme de granos redondos.	27.5°	34°
Arena de granos angulares bien graduada.	33°	45°
Gravas arenosas.	35°	50°
Arena limosa.	27-33°	30-34°
Limo inorgánico.	27-30°	30-35°

Tabla 1.2 Valores representativos de ϕ para arenas y limos.

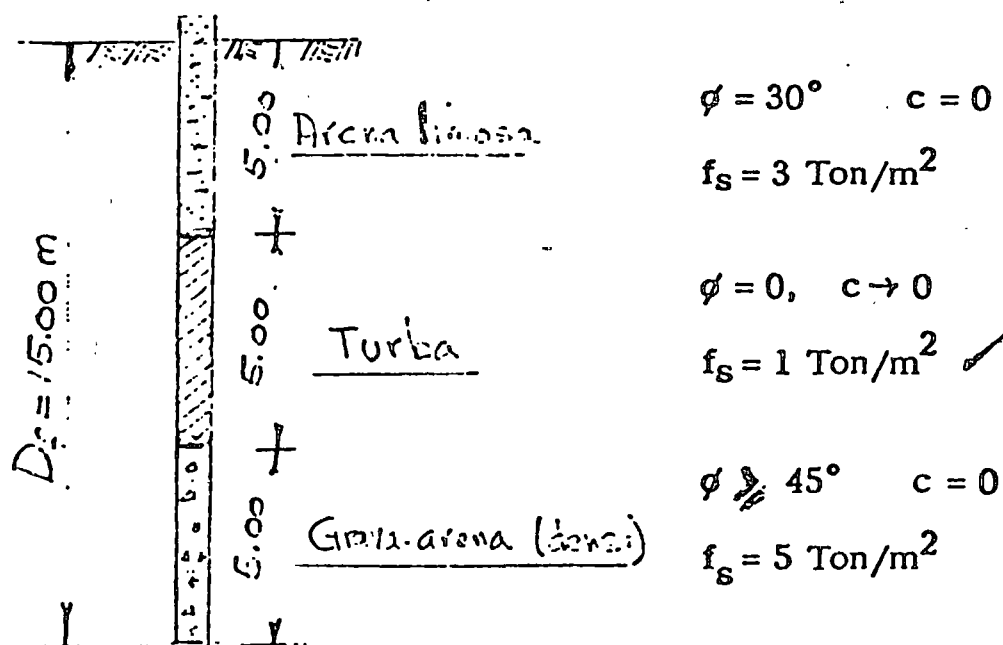


Fig. 1.2. - cohesión y ángulo de fricción interna.

X₂

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 5-39-88-12

X₁

1.1.- Capacidad de carga por punta:

Datos: $c = 0$

$$\gamma = 1.86 \text{ Ton/m}^3$$

$$\gamma' = (\gamma - \gamma_w) = (1.86 - 1) = .86 \text{ Ton/m}^3$$

$$B_1 = 0.30 \text{ m}$$

$$B_2 = 0.40 \text{ m}$$

$$B_3 = 0.50 \text{ m}$$

..... (1.4)

$$D_{f1} = 5 \text{ m}$$

$$D_{f2} = 5 \text{ m}$$

$$D_{f3} = 5 \text{ m}$$

$$\phi \geq 45^\circ$$

~~.....~~

De Ref. (1) pag. 222 Fig. 33.4 para:

$$\phi = 45^\circ$$

$$N_q = 65$$

$$N_\gamma = 90$$

..... (1.5)

Substituyendo (1.5) en (1.3) se obtiene:

$$q_p = 0.86 \text{ Ton/m}^3 \times 15.00 \text{ m} \times 65$$

$$+ 0.4 \times 0.86 \text{ Ton/m}^3 \times 90 \times B$$

$$q_p = 840 + 31 B^*$$

* Capacidad por punta sin fricción.

X₂

BALLESTEROS, S. A. ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 5-39-88-12

X₁

Subtituyendo (1.4) en (1.6) se obtiene :

$$\begin{aligned}
 q_{p1} &= 840 + 31 \times 0.3 = 849.3 \text{ Ton/m}^2 \\
 q_{p2} &= 840 + 31 \times 0.4 = 852.4 \text{ Ton/m}^2 \dots\dots\dots (1.7) \\
 q_{p3} &= 840 + 31 \times 0.5 = 855.5 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

De (1.7) y (1.1)

$$\begin{aligned}
 Q_{p1} &= q_{p1} A_1 = 849.3 \times .3^2 = 76.5 \text{ Ton} \\
 Q_{p2} &= q_{p2} A_2 = 852.4 \times .4^2 = 137 \text{ Ton} \dots\dots\dots (1.8) \\
 Q_{p3} &= q_{p3} A_3 = 855.5 \times .5^2 = 215 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

En (1.8) para un factor de carga de 2 se obtiene:

$$\begin{aligned}
 Q_{wp1} &= \frac{Q_{p1}}{2} = \frac{76.5}{2} = 38.3 \text{ Ton} \\
 Q_{wp2} &= \frac{Q_{p2}}{2} = \frac{137}{2} = 68.5 \text{ Ton} \dots\dots\dots (1.9) \\
 Q_{wp3} &= \frac{Q_{p3}}{2} = \frac{215}{2} = 108 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

1.2. - Comparación entre las capacidades de carga recomendadas por y las calculadas por

X₂

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 5-39-88-12

X₁

Ancho B (m)	Carga trabajo (Ton)	Carga trabajo (Ton)
0.30 x .30	30	38.3
0.40 x .40	48	68.5
0.50 x .50	61	108.0

Tabla 1.3. - Comparación de cargas de trabajo.

Descarga de columnas a la cimentación. Ref. (3) Fig. 3

Columna E-1 P = 212 Ton

$$n_1 = \frac{212}{108} \quad 3 \text{ pilotes de } 0.50 \times 0.50$$

Columna G-1 P = 294 Ton

$$n_2 = \frac{294}{108.0} = 3 \text{ pilotes de } 0.50 \times 0.50$$

Columnas F-1 y G-1 P = 294 Ton

3 pilotes de 0.50 x 0.50

Columna H-J P = 230 Ton

$$n = \frac{230}{108} = 3 \text{ pilotes de } 0.50 \times 0.50$$

Columna E-2 P = 399

X₂

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL 5-39-88-12

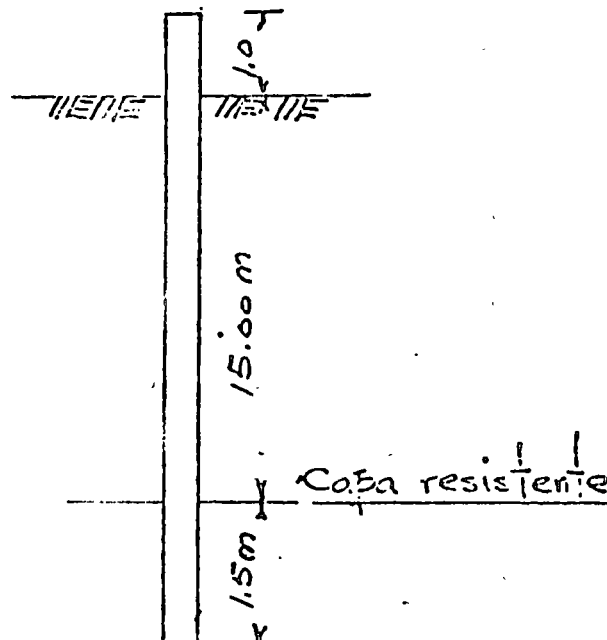
X₁

$$n = \frac{399}{108} = 4 \text{ pilotes de } 0.5 \times 0.5$$

Columnas centrales F, G, H, 2 a 8

$$n = \frac{538}{108} = 5 \text{ pilotes}$$

1.3.- Orden de magnitud del nuevo presupuesto.- Para efectos de presupuesto a reserva que DIRAC elabore el plano definitivo de cimentación, el orden de magnitud del nuevo importe de la cimentación será el siguiente:



$$L = 17.50 \text{ m}$$

número de pilotes de 17.5 m

de 0.50 x 0.50 = 162 pilotes.

Fig. 1.3

X₂

BALLESTEROS, S. A. ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 5-39-88-12

X₁

1.4. - Catálogo de Conceptos

CONCEPTO	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
6a) Pilotes de 0.30 x 0.30 m.	2940 (3830)	m	614.23	1,805,836.20
7b) Pilotes de 0.50 x 0.50 m.	2835 (8048)	m	1,020.44	2,892,947.40
			Total:	<u>\$4,698,783.60</u>
Cotización 453 con cantidades entre parentesis:				\$10,565,002.02
Resultado de la revisión de los cálculos de 453				<u>4,698,783.60</u>
Disminución:				<u>\$5,866,218.42</u>

1.5. - Conclusiones y Recomendaciones. - Verificar las capacidades de carga de los pilotes mediante una prueba de carga en el lugar. Eliminar en lo posible sobre cargas por relleno. Revisión detallada de la cimentación y recalcu del Edificio por DIRAC.

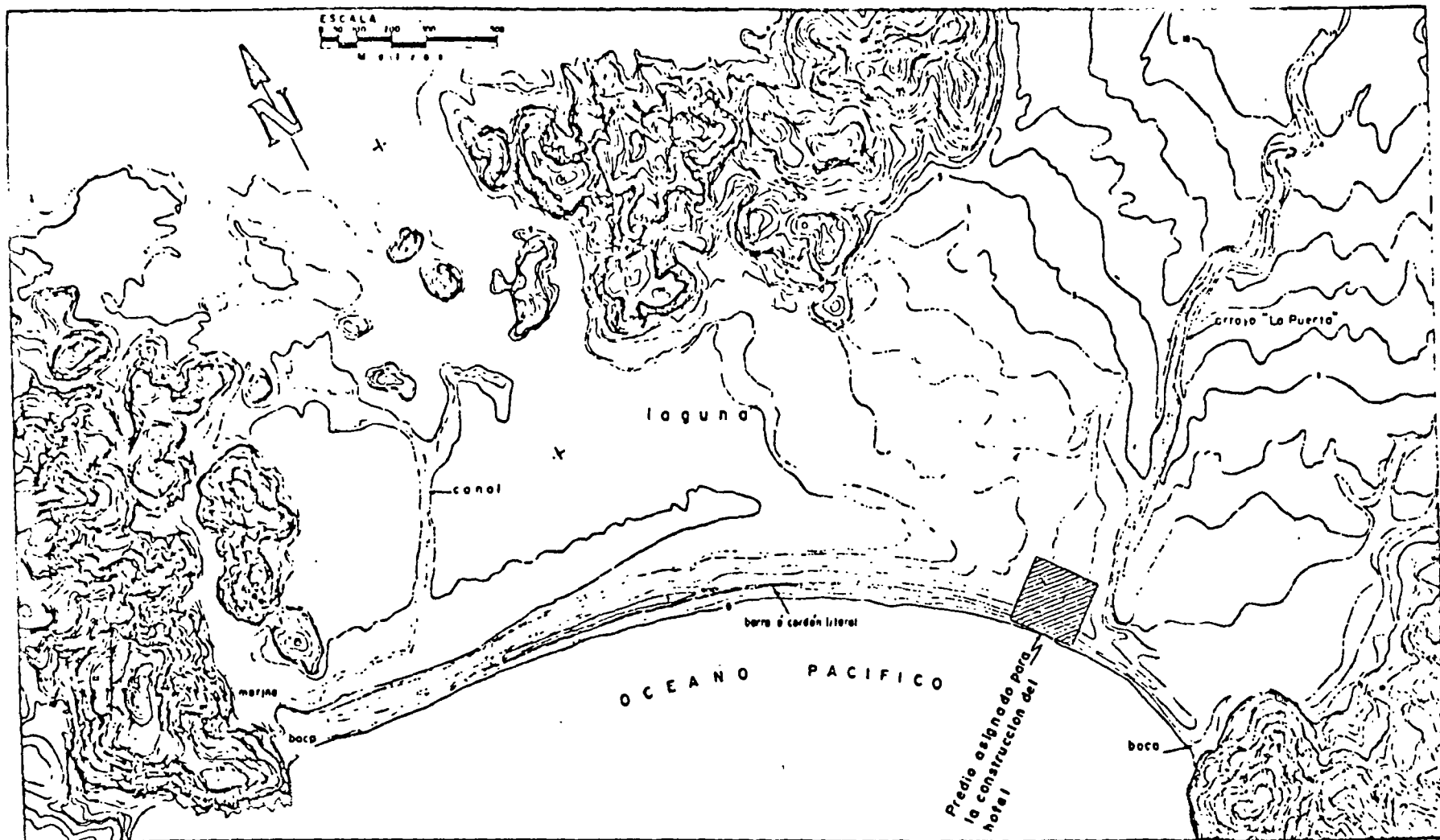


FIG. 1 CROQUIS DE LOCALIZACION DEL PREDIO
HOTEL EN IXTAPA
IXTAPA, GRO.

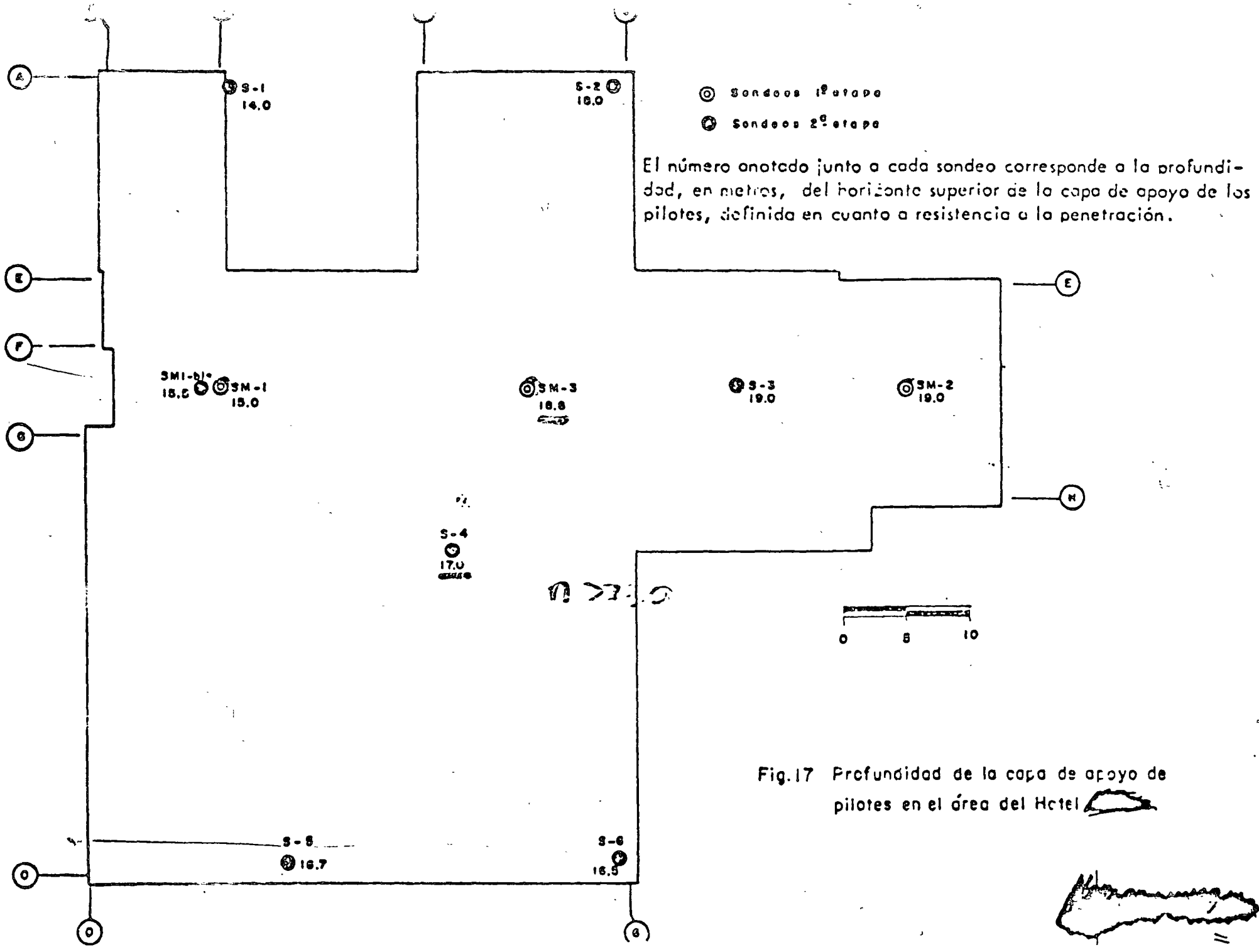


Fig.17 Profundidad de la capa de apoyo de pilotes en el área del Hotel

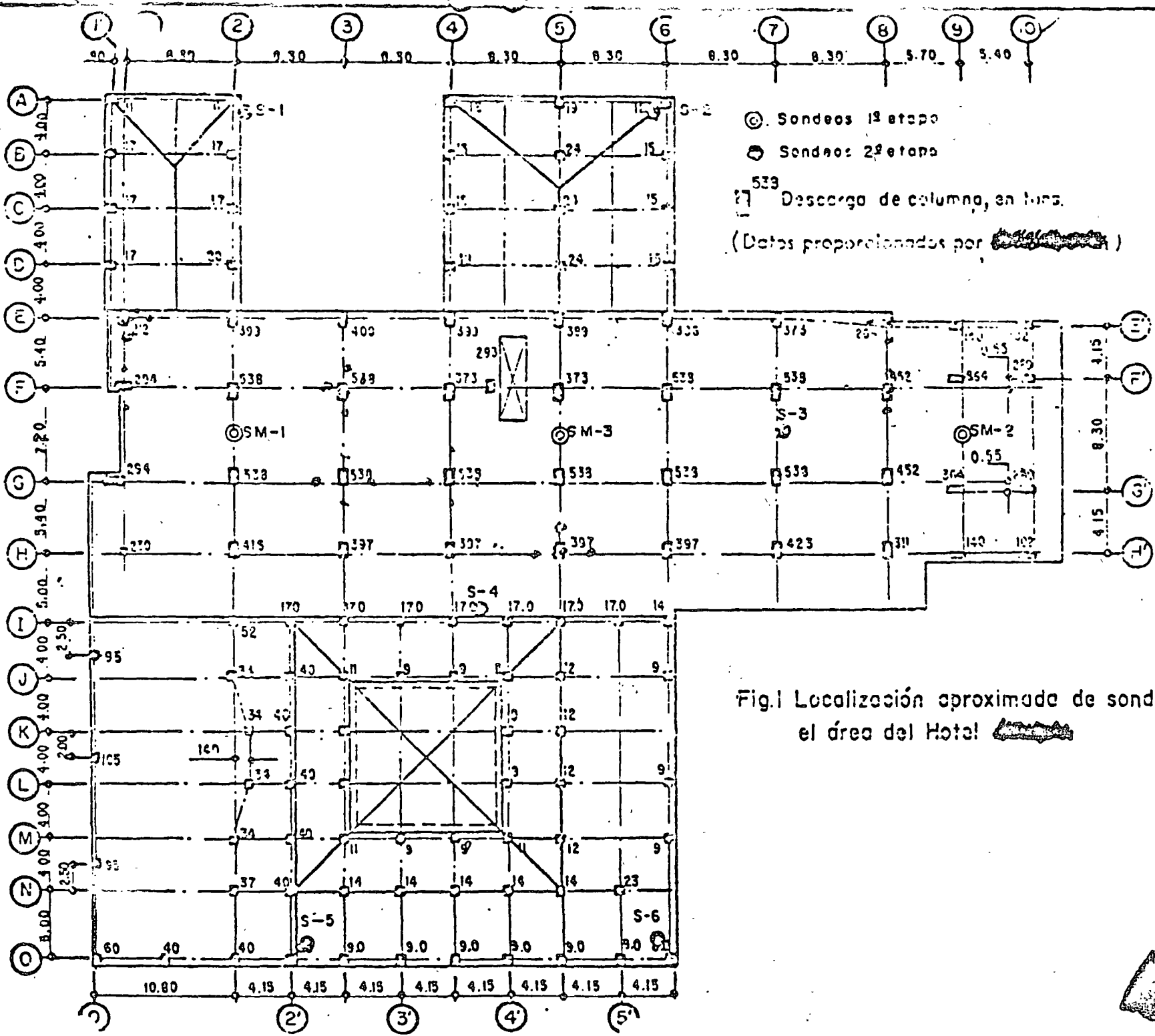
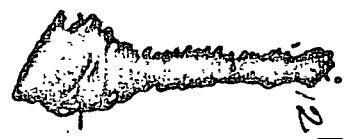
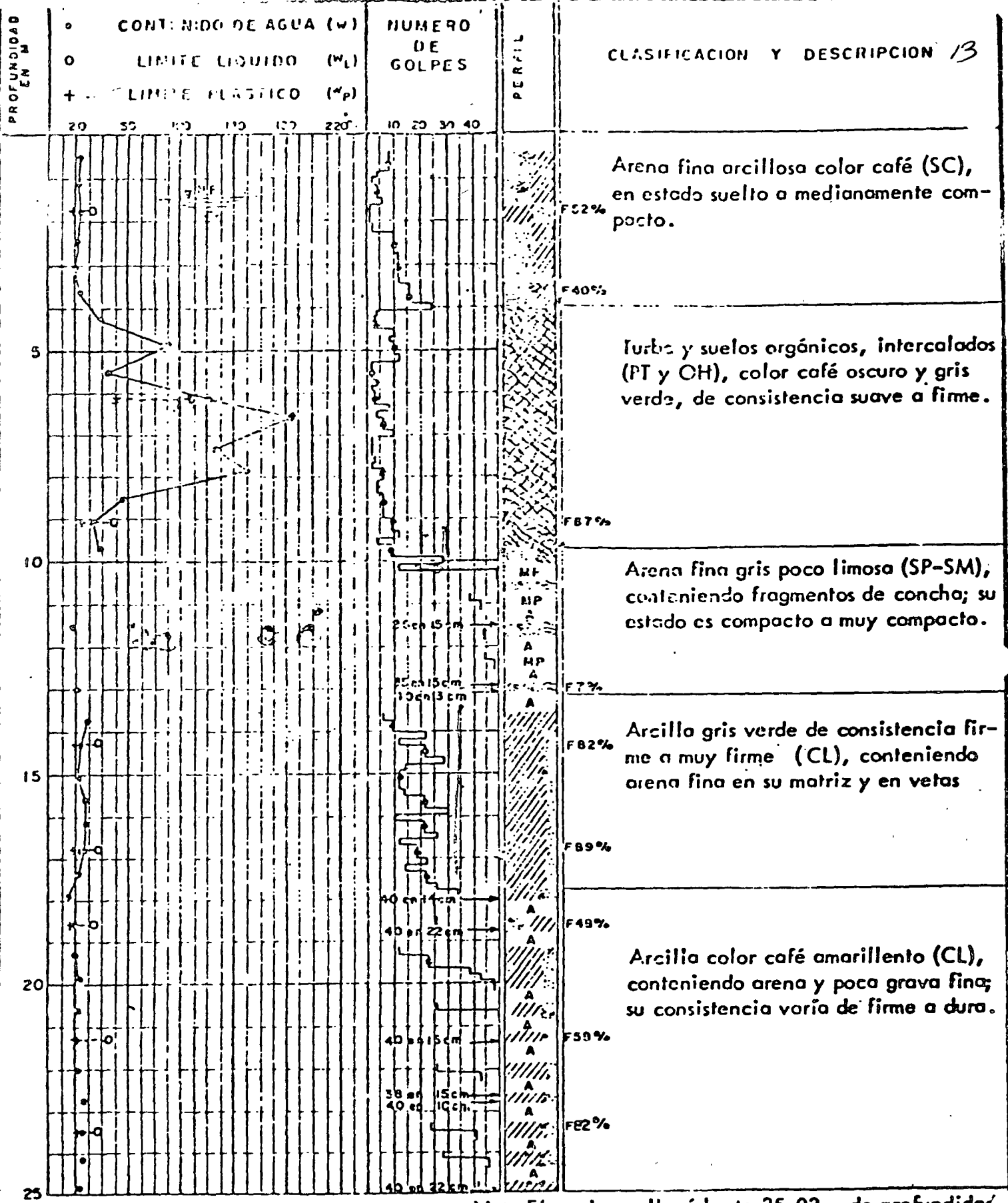


Fig.1 Localización aproximada de sondos en el área del Hotel ~~XXXXXXXXXX~~





Nota: El sondeo se llevó hasta 25.02 m de profundidad.
FIG. 3 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S2

- Arcilla
- Limo
- Arena
- Grava
- Fragmentos de conchas
- Turba y suelos orgánicos
- Resistencia a la penetración
- NF Nivel freático
- MP Muestra perdida
- A Avance con chiflón
- F Porcentaje de finos

ANALISIS GRANULOMETRICO

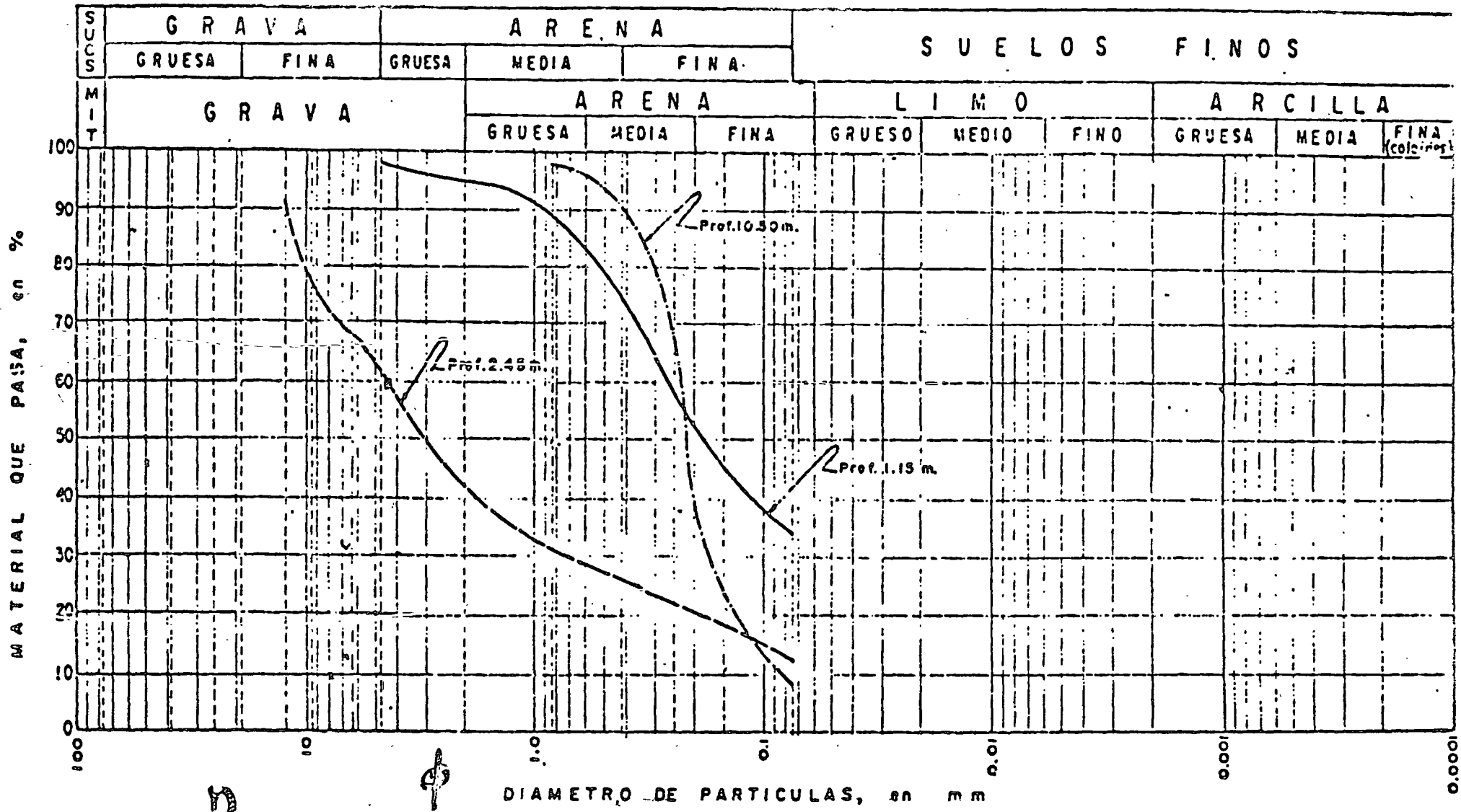
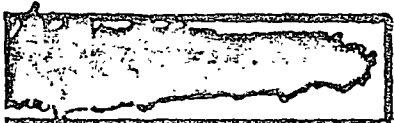


FIG. 9 CARACTERISTICAS GRANULOMETRICAS DE LOS SUELOS SONDEO S-1



Se revisaron los armados de los pilotes ya que cambiaron los elementos mecánicos y la cimentación se resolvió de manera similar a la anterior.

Al final se incluye el análisis y diseño de una contratrabe, así como la planta de la torre con cargas anteriores y cargas modificadas.

4. ANALISIS SISMICO

De acuerdo con las características de la estructura y el tipo de terreno, el coeficiente sísmico es de 0.12.

Con los nuevos pesos de los niveles se hizo el análisis sísmico estático por medio de la computadora electrónica de la UNAM. El programa usado emplea el método pendiente-deformación y resuelve el sistema de ecuación por el método de Gauss-Seidel; este análisis se hizo con un coeficiente sísmico de $0.12 \times 0.4 = 0.048$ que corresponde a la reducción autorizada por el Reglamento de las Construcciones de Acapulco, Gro.

Además se hizo el análisis dinámico para obtener las fuerzas cortantes dinámicas y comprobar el coeficiente de reducción con que fue calculado el análisis estático. De los resultados obtenidos se vió que las fuerzas cortantes dinámicas son menores del 40% de las estáticas en todos los niveles y por lo tanto los elementos mecánicos obtenidos inicialmente son los definitivos.

Al final se anexan copias del análisis estático de los marcos 1, 2, H y G, así como del análisis dinámico.

5. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

La modificación del peso de los muros divisorios afectó el diseño de las columnas y de los niveles 1 y plantas tipo.

En las columnas se modificaron tanto las cargas axiales estáticas como los elementos mecánicos originados por el sismo.

En la losa de nivel 1 se modificaron las cargas estáticas solo en la zona correspondiente a cuartos y se modificaron los momentos y fuerzas cortantes originadas por el sismo en todo el nivel.

Los valores de las envolventes modificadas fueron de 8 a 10% en la zona de cuartos y de 6 a 8% en la zona de camerinos y circulaciones; por lo que se decidió no hacer ninguna modificación del diseño de las trabes de este nivel ya que además en este nivel se efectúa el cambio de orientación de las columnas de fachada.

En las losas reticulares aligeradas de la planta tipo se modificaron los elementos mecánicos originados tanto por cargas estáticas como por el sismo y se hizo el rediseño de las nervaduras.

a) Columnas y Muros. Se analizaron y se diseñaron mediante el empleo de las gráficas publicadas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM para la más desfavorable de las condiciones siguientes:

- I) Carga estática.- Carga axial y momento flexionante con factor de seguridad de 1.4.
- II) Carga estática y dinámica.- Carga axial y momento flexionante con factor de seguridad de 1.1.

Además ante todas las combinaciones de carga, la carga axial se multiplicó por 1.2 y las dimensiones de diseño de las columnas se redujeron 2 cm en cada dirección.

Al final se anexa el diseño de una columna

b) Losas reticulares aligeradas

Se analizaron y diseñaron con el criterio elástico dado por el Proceedings del ACI de 1971 trazando envolventes de momentos flexionantes y fuerzas cortantes para cargas verticales y de sismo, diseñándose para la combinación más desfavorable de acuerdo con el Reglamento de las Construcciones del D.F.

Al final se anexa el diseño de losas reticulares aligeradas.

México, D. F. Octubre de 1973.

DISEÑO DE COLUMNA

18

TIPO	SECCION	P ESTATICA	M ESTATICO		P SISMICA		M SISMICO		d = Nivel 1 = Nivel 2
			X	-Y	X	Y	X	Y	
C 1	50x120	513.0	10.0	10.0	7.0	15.0	45(50)	45(37)	

DIRECCION X

$d/f = 0.90$

$P_u = (513.0 + 7.0) \times 1.1 \times 1.2 = 687.0 \text{ ton.}$

$M_u = (10 + 10) \times 1.1 = 22.0 \text{ ton.-m.}$

$c = 11.2 \text{ cm}$

$e/f = 11.2/50 = 0.224$

Suponiendo $p = 1.2\%$ $q = 0.012 \times 3600/217 = 0.199$

de las gráficas para diseño plástico de columnas de concreto reforzado del Instituto de Ingeniería.

$K = 0.70 \quad K' = 0.16$

$P_u = 0.70 \times 1.1 \times 45 \times 217 = 916.19 \text{ ton.} > 687.0 \text{ ton. Correcto}$

$M_u = 0.16 \times 1.1 \times 18^2 / 217 = 93.5 \text{ ton.-m.} > 22.0 \text{ ton.-m.}$

$A_s = 50 \times 120 \times 0.012 = 72 \text{ cm}^2$

4 #10 + 8 #8 dan $A_s = 31.76 + 40.50 = 72.26 \text{ cm}^2$

Usaremos 12 #10 $A_s = 95.21 \text{ cm}^2$
con $p = 1.5\%$

DIRECCION Y

$d/f = \frac{115}{125} = 0.92$

$P_u = (513.0 + 7.0) \times 1.1 \times 1.2 = 700.0 \text{ ton.}$

$M_u = (10 + 10) \times 1.1 = 22.0 \text{ ton.-m.}$

$c = 15.5 \text{ cm}$

$e/f = 15.5/120 = 0.13$

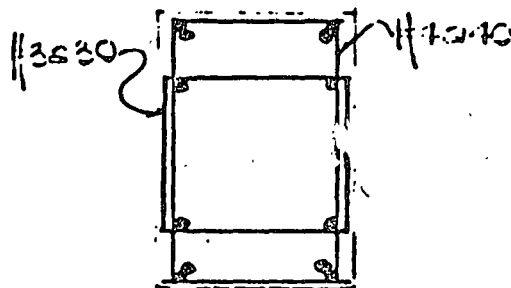
$p = 1.2\%$ $q = 0.012 \times 3600/217 = 0.199$

$K = 0.71 \quad K' = 0.16$

$P_u = 0.71 \times 1.1 \times 45 \times 217 = 1102 \text{ ton.} > 700.0 \text{ ton. Correcto}$

$M_u = 0.16 \times 1.1 \times 18^2 / 217 = 171.0 \text{ ton.-m.} > 22.0 \text{ ton.-m.}$

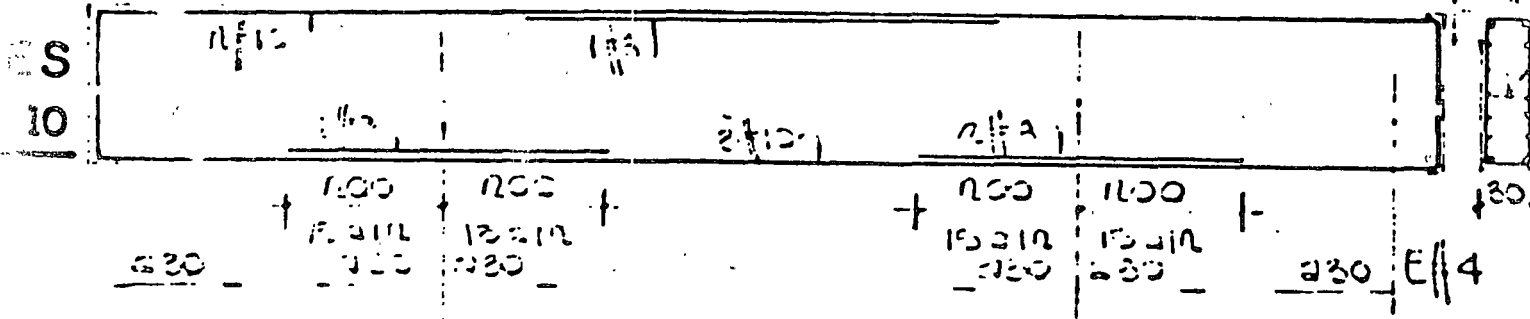
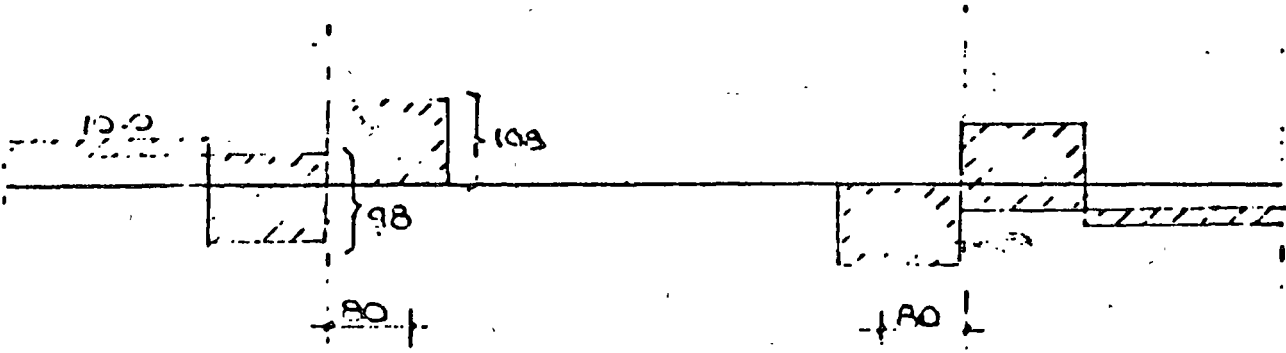
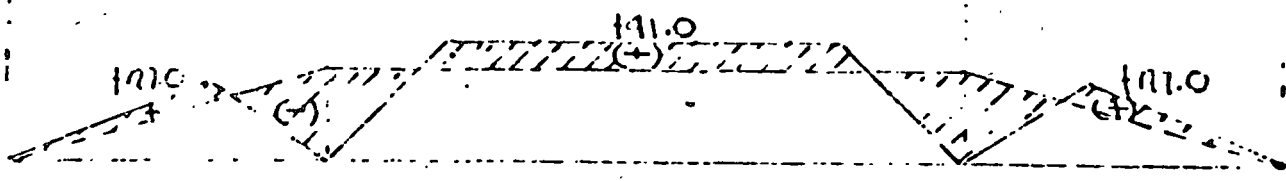
El armado propuesto anteriormente puede conservarse.



DISEÑO DE CONTRATRABE

19

E	DAT. F. 10BT		870	DAT. G. 10BT		H
1200	150	150	870	150	150	1250
	4.0	0.25		0.25	0.25	400
	-37.2	+37.2		-37.2	+37.2	
	-27.5	-17.5		+17.5	+37.5	
		+8.3		-3.8		
	-5.7	-2.1		+3.1	+5.7	
		+1.6		-1.6		
	-1.3	-0.2		+0.2	-1.0	
1210	-121.7	+121.7	141.0	-121.7	+121.7	+121.0
+10.0	-93.0	+93.0		-108.0	+98.0	-40.0
-20.0	-20.0	0		0	+20.0	+20.0
+10.0	-98.0	+98.0		+103.0	+13.0	+10.0

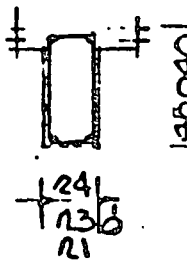
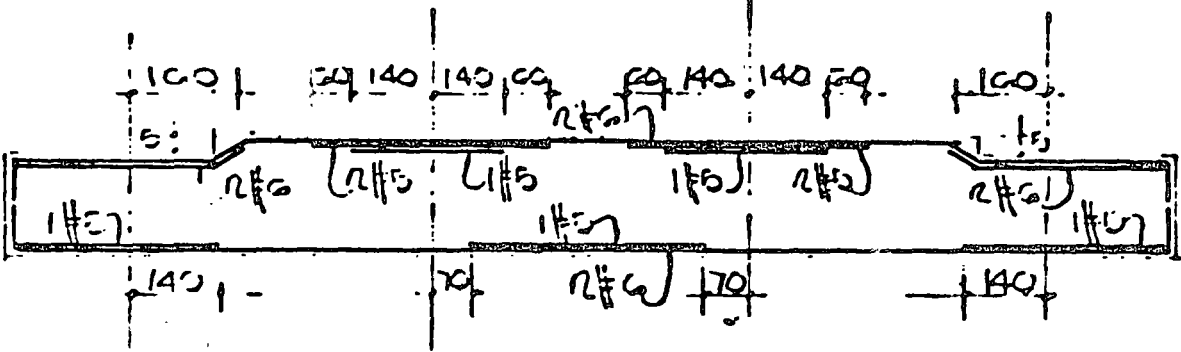
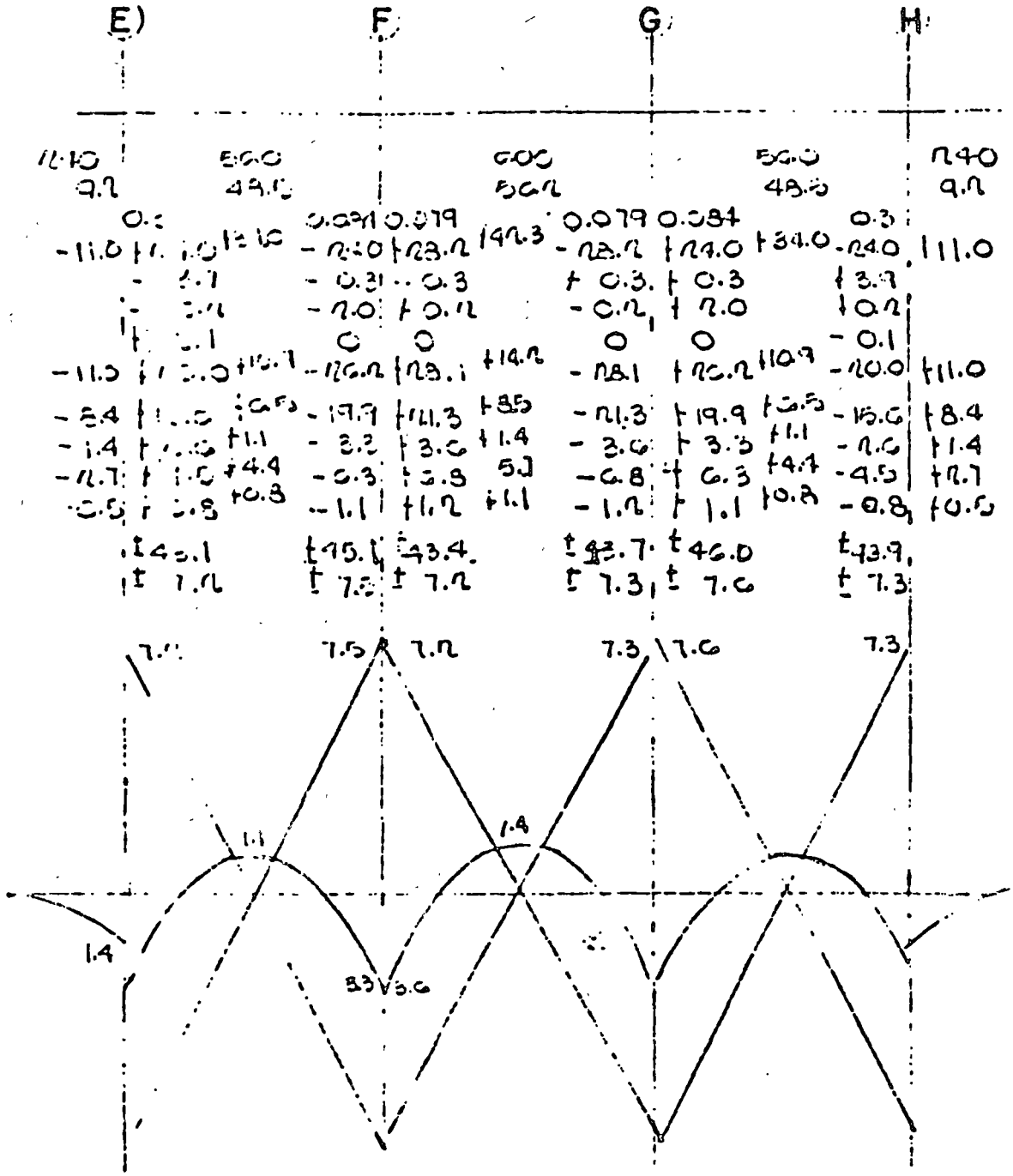


DISEÑO DE NERVADURA

20

(8)

W
PJ
Mc
D
T
O
MF
F. col.
H. nerv.
F. nerv.
H. nerv.
C. nerv.
E. nerv.



DISEÑO DE PILOTE

21 c

$$P = 103 \text{ ton} \quad M = 11 \text{ ton}$$

$$P_U = 103 \times 1.1 = 113.3 \text{ ton}$$

$$M_U = 11 \times 1.1 = 12.1 \text{ ton}$$

$$e = 8.5 \text{ cms.} \quad \frac{e}{f} = \frac{8.5}{50} = 0.17$$

Empleando un porcentaje $p = 1.1\%$

$$q = 0.011 \times \frac{2300}{150} = 0.164$$

$$K = 0.37 \quad R = 0.147$$

$$P_U = 0.37 \times 150 \times 48 \times 150 = 313 \text{ ton} > 113.3 \text{ ton} \quad \text{Correcto}$$

$$M_U = 0.147 \times 150 \times 48^2 \times 150 = 25.5 \text{ ton} > 12.1 \text{ ton}$$

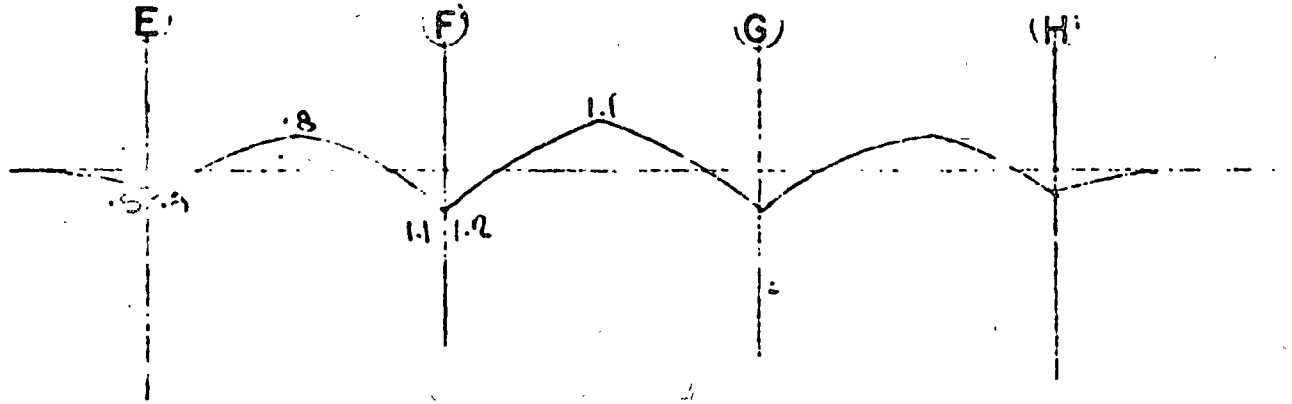
$$A_s = 1500 \times 0.011 = 16.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ para compresión} = 1500 \times 0.005 = 7.5 \text{ cm}^2$$

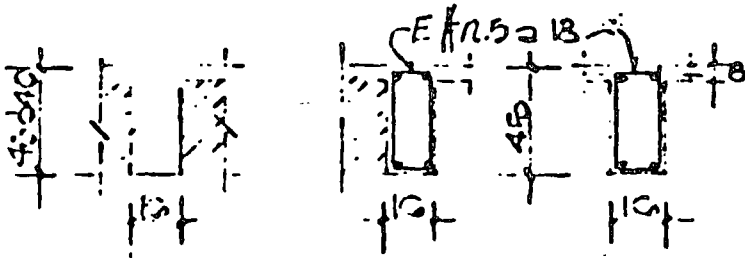
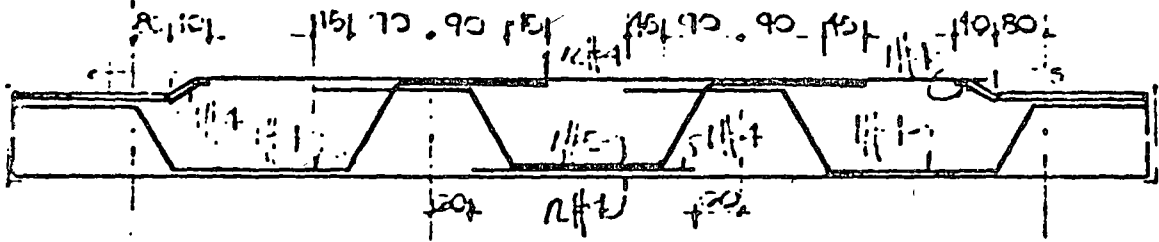
$$8 \# 3 \quad A_s = 15.83 \text{ cm}^2 > 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ en extremo superior } 8 \# 3$$

$$16 \# 11.5 = 17.5 \text{ cm}^2$$



N 5





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE CIMENTACIONES

PRUEBA DE CONSOLIDACION

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.

One-Dimensional Consolidation

It has been studied, that a soil may be considered to be a skeleton of soil grains enclosing voids which may be filled with gas, with liquid, or with a combination of gas and liquid. If a sample of soil is placed under stress in such a way that its volume is decreased, there are three possible factors to which this decrease might conceivably be attributed:

1. A compression of the solid matter.
2. A compression of water and air within the voids
3. An escape of water and air from the voids

Under the loads usually encountered in soil masses the soil matter and the pore water, being relatively incompressible, do not undergo appreciable volume change. For this reason, it is sufficiently accurate to consider the decrease in volume of a mass, if it is completely saturated, as due entirely to an escape of water from the voids. In a partially saturated soil mass the situation would be much more complex.

The gradual process which involves, simultaneously, a slow escape of water and a gradual compression is called consolidation. This definition is a general one, valid the three-dimensional as well as the one-dimensional case.

or consolidation is a gradual process involving drainage, compression, and stress transfer.

In geology consolidation refers to the degree to which a material is compacted or solidified.

The apparatus used in the test is called consolidometer.

In this apparatus the soil sample is placed within a ring 6.36 cm. in inside diameter and 1" in high. When undisturbed clays samples are to be tested, specimens are carefully to size, a 6.36 cm. diameter cutting edge being used. The ring which is detachable from the rest of the apparatus, is next eased over the sample, and the sample may then be cut to height. For satisfactory results, samples must be in as near the undisturbed, natural condition as possible, and very careful technique in cutting to size and placing is essential.

Disks of porous refractory material provide free drainage at the top and the bottom of the sample. A thin sealing ring, either L-shaped or flat, has been found necessary with some soft clays to prevent material from squeezing past the upper disk. A choice of two methods is available for the prevention of evaporation

at the top surface. A cylinder of thin sheet rubber may be bound into the depressions in the ring and the top bearing plate, or a cylindrical wall of thin metal may be placed around and projecting above the ring, with standing water in it to above the level of the top of the ring.

A standpipe and pressure line can be attached to the bottom drainage connection to allow the use of the consolidometer as an upward flow permeameter and permit direct determinations of the permeability of the sample the amount of compression which the sample undergoes is indicated on the extensometer dial.

Loads are applied in steps, each load doubling the previous value. Each load is allowed to stand until compression has practically ceased. In sands the increment duration need be only a few minutes. In clays compression continues for a long period of time, and the use of one day durations is quite common.

For each increment a curve of compression versus time is obtained. At the end of each increment the void ratio of the sample is determined. The final data consist, therefore

of a time curve for each increment and the compression data for the test as a whole. The compression data, or final stress-strain relationships, are presented in the form of a curve of pressure versus void ratio, with a point on the curve for the final condition of each pressure increment

Accurate determinations of void ratio are essential and may be computed from the following data:

A = cross-sectional area of the container

γ_s = the unit weight of solids

W_s = weight of solid matter, obtained by drying and weighing the sample at the conclusion of the test

h_i = the sample thickness, determined directly at least once during the test and obtained at other times by the application of thickness changes (extensometer dial reading)

e = void ratio

$$e = \frac{V}{V_s} - 1$$

$$V = h \cdot A$$

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s}$$

Time lags during the Compression of Clay.

Two phenomena contribute to this large time lag. The first is due to time required for the escape of pore water. It is called hydrodynamic lag.

The second factor is a complex one which herein will be called the plastic lag. It is only partially understood, and it is due to plastic action in adsorbed water near grain-to-grain contacts or points of nearest approach to contact. The frictional lag in sands may be thought of as a simple form of plastic lag.

The Terzaghi Consolidation Theory

The theoretical study of consolidation has for its purpose the setting of an equation from which the pressure and void ratio values may be known at any time in a stratum of consolidating soil of any thickness. From such an equation the change in overall thickness of the strata after any interval of time may readily be determined by integration.

The assumptions which are used in this theory are:

1. Homogeneous Soil
2. Complete Saturation
3. Negligible compressibility of soil grains and water
4. Action of infinitesimal masses no different from that of larger representative masses.
5. One-dimensional compression
6. One-dimensional flow
7. The validity of Darcy's law
8. Constant values for certain soil properties which actually vary somewhat with pressure
9. The greatly idealized pressure-versus-void ratio relationship.

Methods of determining the coefficient of consolidation from laboratory data by the use of characteristic of the curves as they appear in Figs. and are called fitting methods:

- a) The Square Root of time Fitting Method
- b) The Logarithm of time Fitting Method

Description of b)

Notation:

d_s = dial reading at corrected zero point
 initial compression = the compression occurring before this point d_s is reached.

d_f = the one-day dial reading

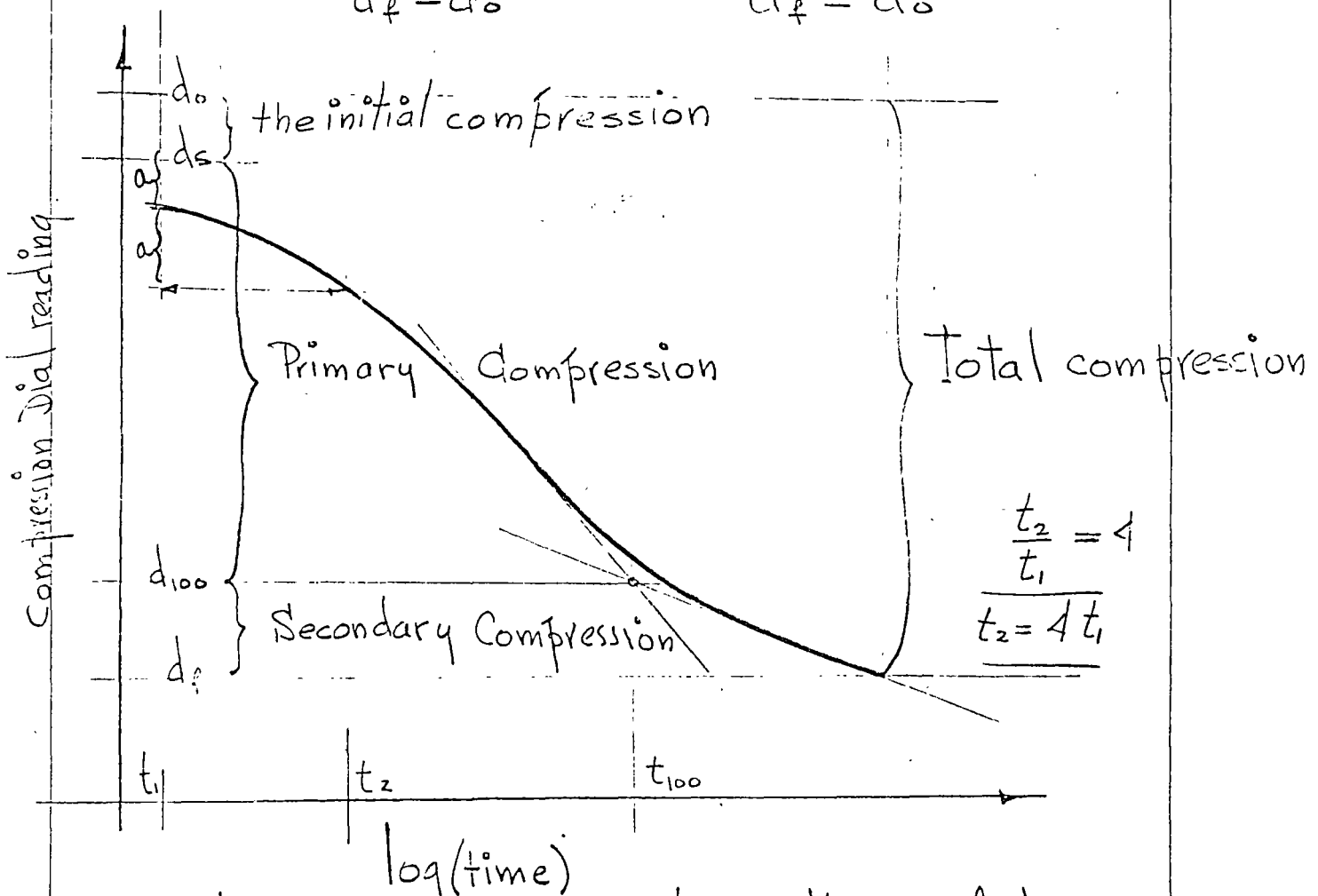
d_o = initial dial reading

total compression = $d_f - d_o$

Primary compression = $d_{100} - d_s$

r = primary compression ratio

$$r = \frac{\frac{10}{a}(d_{100} - d_s)}{d_f - d_o} = \frac{d_{100} - d_s}{d_f - d_o}$$



Laboratory curve of the logarithm of time fitting method.

The logarithm of time fitting Method

The intersection of the tangent and the asymptote to the theoretical consolidation curve is at the ordinate of 100 percent of consolidation. The use of the intersection of the two corresponding tangents to the laboratory curve was suggested by A. Casagrande to determine the point of 100 percent primary compression.

Since the early portion of the curve is known to approximate a parabola, therefore the corrected zero point may be located as follows: The difference in ordinates between two points with times in the ratio of 4:1 on the early part of the curve may be marked off; then a distance equal to this difference may be stepped off above the upper point to obtain the corrected zero point.

After the zero and 100 percent primary compression points are located, the 50 percent point and its time may easily be noted and the coefficient of consolidation computed from.

$$C_v = \frac{T_{50} H^2}{t_{50}}$$

T_{50} = time factor at $U = 50\%$ from the theoretical curve = 0.197

Numerical Computations

Load Kg.	p kg/cm ²	t_{50} min	t_{50} sec.	$2H$ in	H (cm)	H (Inch)	$C_r = \frac{0.197 H^2}{t_{50}}$	
4	0.126	1.6	96	1.01	1.28	.505	33.7×10^{-4}	$\frac{cm^2}{sec} *$
10	0.314	4.3	258	1.01	1.28	.505	12.5×10^{-4}	
20	0.629	3.9	235	1.01	1.28	.505	13.2×10^{-4}	
40	1.26	4.1	240	1.00	1.27	.5	13.2×10^{-4}	
80	2.51	3.9	236	0.993	1.26	.497	13.8×10^{-4}	
160	5.03	3.4	204	0.978	1.24	.489	14.5×10^{-4}	✓
* 320	10.1	2.5	150	0.971	1.23	.486	19.9×10^{-4}	* ✓
640	20.1	3.1	185	0.965	1.19	.468	15.1×10^{-4}	✓
1280	40.3	2.7	164	0.996	1.14	.450	15.8×10^{-4}	✓

$$C_{r_4} = \frac{0.197 \times 1.28^2}{96} = 33.7 \times 10^{-4} \frac{cm^2}{sec}$$

$$C_{r_{10}} = \frac{0.197 \times 1.28^2}{258} = 12.5 \times 10^{-4} -$$

$$C_{r_{20}} = \frac{0.197 \times 1.28^2}{235} = 13.2 \times 10^{-4} -$$

$$C_{r_{40}} = \frac{0.197 \times 1.27^2}{240} = 13.2 \times 10^{-4} ✓$$

$$C_{r_{80}} = \frac{0.197 \times 1.26^2}{236} = 13.8 \times 10^{-4} ✓$$

$$C_{r_{160}} = \frac{0.197 \times 1.24^2}{204} = 14.5 \times 10^{-4} ✓$$

$$v_{320} = \frac{0.197 \times 1.023^2}{150} = 19.9 \times 10^{-4} \frac{\text{cm}^2}{\text{sec}} \times$$

$$v_{640} = \frac{0.197 \times 1.019^2}{185} = 15.1 \times 10^{-4} \frac{\text{cm}^2}{\text{sec}}$$

$$v_{1280} = \frac{0.197 \times 1.014^2}{164} = 15.8 \times 10^{-4} \frac{\text{cm}^2}{\text{sec}}$$

$$2 H_0 = 1.01$$

$$H_0 = 0.505 \text{ inches}$$

$$2 H_{10} = 1.01 - 13 \times 10^{-4} = 1.0087$$

$$H_{10} = 0.5043 \checkmark$$

$$2 H_{20} = 1.01 - 43 \times 10^{-4} = 1.0057$$

$$H_{20} = 0.5028 \checkmark$$

$$2 H_{40} = 1.01 - 96 \times 10^{-4} = 1.0004$$

$$H_{40} = 0.5002 \checkmark$$

$$2 H_{80} = 1.01 - 175 \times 10^{-4} = 0.9925$$

$$H_{80} = 0.4962 \checkmark$$

$$2 H_{160} = 1.01 - 312 \times 10^{-4} = 0.9788$$

$$H_{160} = 0.4894 \checkmark$$

$$2 H_{320} = 1.01 - 491 \times 10^{-4} = 0.9609$$

$$H_{320} = 0.4804 \checkmark$$

$$2 H_{640} = 1.01 - 746 \times 10^{-4} = 0.9354$$

$$H_{640} = 0.4677 \checkmark$$

$$2 H_{1280} = 1.01 - 1104 \times 10^{-4} = 0.8996$$

$$H_{1280} = 0.4498 \checkmark$$

Now taking height of sample at $t = 300 \text{ min}$

$$h_1 = 1.01 - 13 \times 10^{-4} = \left\{ \begin{array}{l} 1.0100 \\ .0013 \end{array} \right\} = 1.0087'' = 2.56 \text{ cm.}$$

$$h_{10} = 1.01 - 43 \times 10^{-4} = \left\{ \begin{array}{l} 1.0100 \\ .0043 \end{array} \right\} = 1.0057'' = 2.55 \text{ cm.}$$

$$h_{20} = 1.01 - 96 \times 10^{-4} = \left\{ \begin{array}{l} 1.0100 \\ .0096 \end{array} \right\} = 1.0004'' = 2.54 \text{ cm.}$$

$$h_{40} = 1.01 - 177 \times 10^{-4} = \left\{ \begin{array}{l} 1.0100 \\ .0177 \end{array} \right\} = 0.9923'' = 2.52 \text{ cm.}$$

$$h_{80} = 1.01 - 306 \times 10^{-4} = \left\{ \begin{array}{l} 1.0100 \\ .0306 \end{array} \right\} = 0.9794'' = 2.48 \text{ cm.}$$

$$h_{100} = 1.01 - .135 \times 10^{-4} = \left\{ \begin{matrix} 1.0100 \\ .0135 \end{matrix} \right\} = 0.9615'' = 2.44 \text{ cm}$$

$$h_{70} = 1.01 - 738 \times 10^{-4} = \left\{ \begin{matrix} 1.0100 \\ .0738 \end{matrix} \right\} = 0.9362'' = 2.38 \text{ cm}$$

$$h_{40} = 1.01 - 1098 \times 10^{-4} = \left\{ \begin{matrix} 1.0100 \\ .1098 \end{matrix} \right\} = 0.9002'' = 2.28 \text{ cm}$$

$$h_{120} = 1.01 - 1505 \times 10^{-4} = \left\{ \begin{matrix} 1.0100 \\ .1505 \end{matrix} \right\} = 0.8595'' = 2.18 \text{ cm}$$

Computation of void ratios (Loading)

$$e = \frac{V}{V_s} - 1$$

$$h_0 A \gamma_s = W_0 \Rightarrow h_0 = \frac{W_0}{A \gamma_s} = \frac{152.838}{31.8 \times 2.72} = 1.765 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \frac{152.838 \text{ (gr)}}{2.72 \left(\frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} \right)} = \underline{56.2 \text{ cm}^3}$$

$$\text{for } 1 \text{ kg} - V = 31.8 \times 2.56 = \underline{81.4 \text{ cm}^3}$$

$$e_1 = \frac{81.4}{56.2} - 1 = 1.45 - 1 = \underline{0.45}$$

$$\text{for } 10 \text{ kg} \quad V = 31.8 \times 2.55 = 81.2 \text{ cm}^3$$

$$e_{10} = \frac{81.2}{56.2} - 1 = 1.444 - 1 = \underline{0.444}$$

$$\text{for } 20 \text{ kg} \quad V = 31.8 \times 2.54 = 80.8 \text{ cm}^3$$

$$e_{20} = \frac{80.8}{56.2} - 1 = 1.44 - 1 = \underline{0.44}$$

$$\text{for } 40 \text{ kg} \quad V = 31.8 \times 2.52 = 80.1 \text{ cm}^3$$

$$e_{40} = \frac{80.1}{56.2} - 1 = 1.426 - 1 = \underline{0.426}$$

for 80 kg. $V = 31.8 \times 2.48 = 79 \text{ cm}^3$

$$e_{80} = \frac{79}{56.2} - 1 = 1.403 - 1 = 0.403$$

for 160 kg. $V = 31.8 \times 2.44 = 77.6$

$$e_{160} = \frac{77.6}{56.2} - 1 = 1.331 - 1 = 0.381$$

for 320 kg. $V = 31.8 \times 2.38 = 75.6 \text{ cm}^3$

$$e_{320} = \frac{75.6}{56.2} - 1 = 1.346 - 1 = 0.346$$

for 640 kg. $V = 31.8 \times 2.232 = 72.6 \text{ cm}^3$

$$e_{640} = \frac{72.6}{56.2} - 1 = 1.292 - 1 = 0.292$$

for 1280 $V = 31.8 \times 2.18 = 69.3 \text{ cm}^3$

$$e_{1280} = \frac{69.3}{56.2} - 1 = 1.235 - 1 = 0.235$$

Load (kg)	Pressure (kg/cm ²)	Void ratio (e)
4	0.126	0.45
10	0.314	0.444
20	0.629	0.44
40	1.258	0.423
80	2.51	0.405

Load (kg)	Pressure (kg/cm ²)	Void ratio (e)
160	5.03	0.382
320	10.1	0.345
640	20.1	0.291
1280	40.3	0.235

Pressure versus void ratio unloading 104 13

Pressure kg/cm ²	Dial reading (inches)	$h_v = \text{Dial R.}$ (cm)	V cm ³	e
20.1	0.1474	2.19 cm.	69.6	0.241
2.51	0.1228	2.25 "	71.6	0.273
0.63	0.099	2.31 "	73.1	0.301
0.314	0.092	2.33 "	74.1	0.318
0	0.073	2.38	75.5	0.347

$$e_{20.1} = \frac{69.6}{56.2} - 1 = 1.241 - 1 = 0.241$$

$$e_{2.51} = \frac{71.6}{56.2} - 1 = 1.273 - 1 = 0.273$$

$$e_{0.63} = \frac{73.1}{56.2} - 1 = 1.301 - 1 = 0.301$$

$$e_{0.314} = \frac{74.1}{56.2} - 1 = 1.318 - 1 = 0.318$$

$$e_0 = \frac{75.5}{56.2} - 1 = 1.347 - 1 = 0.347$$

Computation of compression ratio

$$r = \frac{d_{100} - d_s}{d_e - d_o}$$

 $\frac{V_d}{V_{d_{100}}}$

$$p = 10.3 - \sqrt{1280} = \frac{1458 - 1245}{1464 - 1200} = \frac{213}{284} = 0.75$$

$$20.1 - \sqrt{640} = \frac{1047 - 847}{1117 - 864} = \frac{200}{253} = 0.791$$

$$10.1 - \sqrt{320} = \frac{705 - 545}{733 - 525} = \frac{160}{208} = 0.771$$

$$5.03 - \sqrt{160} = \frac{466 - 342}{491 - 335} = \frac{124}{156} = 0.795$$

$$2.51 - \sqrt{80} = \frac{287 - 210}{301.5 - 206} = \frac{77}{95.5} = 0.805$$

$$.26 - \sqrt{40} = \frac{169 - 115.5}{178.5 - 110} = \frac{53.5}{68.5} = 0.781$$

$$.629 - \sqrt{20} = \frac{87.5 - 53}{96 - 51} = \frac{34.5}{45} = 0.768$$

$$.314 - \sqrt{10} = \frac{40 - 19}{45.8 - 18} = \frac{21}{27.8} = 0.76$$

$$.126 - \sqrt{4} = \frac{11.5 - 2}{13 - 0} = \frac{9.5}{13} = 0.731$$

Computation of permeability k

$$C_v = \frac{T_{50} H^2}{t_{50}} = \frac{k(1+e_1)}{a_v \gamma_w} \quad \gamma_w = 0.001 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

for $p = 12.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $C_v = 13.4 \times 10^{-4} \frac{\text{cm}^2}{\text{sec}}$

Computation of a_v :

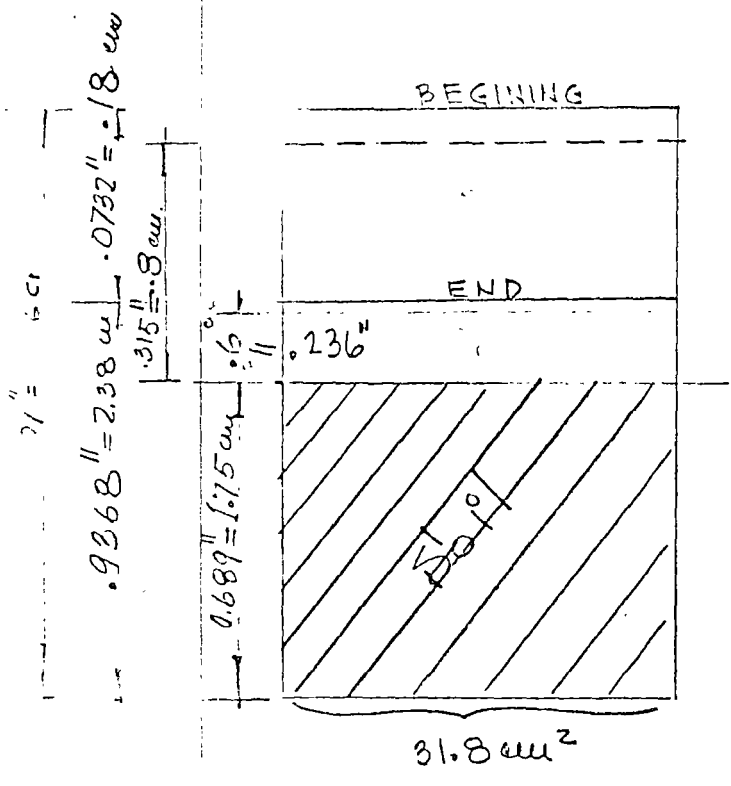
for $p_1 = 6.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $e_1 = 0.374$
 $p_2 = 12.8$ ✓ $e_2 = 0.33$

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{0.374 - 0.33}{12.8 - 6.4} = 0.71 \times 10^{-2} \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}}$$

$$k = \frac{a_v \gamma_w C_v}{1 + e_1} = \frac{0.71 \times 10^{-2} \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \times 10^{-3} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \times 13.4 \times 10^{-4} \frac{\text{cm}^2}{\text{sec}}}{1 + 0.374}$$

$$k = \frac{0.71 \times 13.4 \times 10^{-9}}{1.374} \frac{\text{cm}}{\text{sec}}$$

$$k = 6.92 \times 10^{-9} \frac{\text{cm}}{\text{sec}}$$



$$C_o = \frac{n_i}{n_o} - 1$$

$$C_o = \frac{1.01}{.689} - 1 = 0.468$$

Name: Porfirio Ballesteros Sample and Test Number 31-U¹⁸ 109

Date: Oct-12- Sheet Number 2

CONSOLIDATION TEST
DATA SHEET

SOIL MECHANICS LABORATORY
TECHNOLOGICAL INSTITUTE
NORTHWESTERN UNIVERSITY

NOTES: Include all remarks in columns not filled
Note on separate line each time dial is reset

Date	Time	Load Kg	Elapsed Time	Dial Reading	Remarks	Date	Time	Load Kg	Elapsed Time	Dial Reading	Remarks
Oct. 11	12.-	4	Sudden	3	d _o	Oct. 14	16:45	40	Sudden	117	d _o
			1/4 min	4					1/4	123	
			1/2 "	4.5					1/2	126.5	
			1 "	5.5					1	130.5	
			2 "	6.5					2	136	
			4 "	8.5					4	142.5	
			8 "	10.6					8	149	
			15 "	11.6					15	157	
			30 "	11.6					30	163	
			1 h.	11.6					1 h	168	
			2 "	12.5					2	172	
			4 "	12.5					4	175	
			24 "	13	d _f				24	178.5	d _f
Oct. 12	16:38	10	Sudden	19.5	d _o	Oct. 15	16:45	80	Sudden	206	d _o
			1/4	21.-					1/4	221	
			1/2	22.-					1/2	225.5	
			1	23.-					1	227.5	
			2	26					2	241	
			4	28					4	251	
			8	31.5					8	263	
			15	34.					15	274	
			30	36.5					30	283	
			1 h	39					1 h	289.5	
			2 "	41					2	293	
			4 "						4	299	
			24 "	45.8	d _f				24	301.5	d _f
Oct. 13	16:45	20	Sudden	53	d _o	Oct. 17	11:00	160	Sudden	340	d _o
			1/4	57					1/4	356	
			1/2	58.5					1/2	368	
			1	61					1	380	
			2	64					2	393	
			4	69					4	409	
			8	74.5					8	427	
			15	78.5					15	442	
			30	82.5					30	455	
			1 h	85					1 h	465.5	
			2 h	90					2	473	
			4 h	93					4	479	
			24 h	96	d _f				24	491	d _f

REMARKS:

Name: Porfirio Ballesteros

Sample and Test Number

31-U

19.

Date: Oct-18-

Sheet Number

3CONSOLIDATION TEST
DATA SHEETSOIL MECHANICS LABORATORY
TECHNOLOGICAL INSTITUTE
NORTHWESTERN UNIVERSITYNOTES: Include all remarks in columns not filled
Note on separate line each time dial is reset

Date	Time	Load Kg	Elapsed Time	Dial Reading	Remarks	Date	Time	Load Kg	Elapsed Time	Dial Reading	Remarks
Oct-18	11:00	620	Sudden	525	do	Oct-18	11:00	640	Sudden	1501	do
			1/4	572					1/4	1497	
			1/2	583					1/2	1496	
			1	598					1	1493	
			2	616					2	1492	
			4	641					4	1491	
			8	663					8	1490	
			15	687					15	1490	
			30	702					30	1490	
			1 h	712					1 h	1489	
			2 h	720					2 h	1489	
			4 h	728					4 h	1474	
			24 h	733							
Oct-19	11:00	640	Sudden	864	do	Oct-25	8:25	80	Sudden	1541	do
			1/4	880					1/4	1533	
			1/2	893					1/2	1528	
			1	914					1	1518	
			2	936					2	1506	
			4	994					4	1290	
			8	1025					8	1270	
			15	1043					15	1254	
			30	1056					30	1242	
			1 h						1	1235	
			2 h	1073					2	1230	
			4 h	1085					4	1228	
			24 h		df	Oct-26	12:45	20	Sudden	1141	do
									1/4	1135	
Oct-20	12:00	1280	Sudden	1200	do				1/2	1129	
			1/4	1280					1	1128	
			1/2	1300					2	1117	
			1	1314					4	1103	
			2	1343					8	1083	
			4	1401					15	1061	
			8	1432					30	1035	
			15	1448					1 h	1003	
			30	1464					2	997	
			1 h						4	991	
			2 h	1483							
			3 h	1489							
			4	1493							
			24 h	1464	df						

Infiltrating

REMARKS:

Name: Porfirio Ballesteros Sample and Test Number 31-U

Date: Oct-27- Sheet Number 4

CONSOLIDATION TEST
DATA SHEET

SOIL MECHANICS LABORATORY
TECHNOLOGICAL INSTITUTE
NORTHWESTERN UNIVERSITY

NOTES: Include all remarks in columns not filled
Note on separate line each time dial is reset

Date	Time	Load Kg	Elapsed Time	Dial Reading	Remarks	Date	Time	Load Kg	Elapsed Time	Dial Reading	Remarks
10-27	10:30	10	Sudden	489							
			1/4	483							
			1/2	487							
			1	454							
			2	482							
			4	478							
			8	472							
			15	465							
			30	454							
			1h	448							
			2h	437							
			4h	421							
10-28	11:41	0	Sudden	811							
			1/4	811							
			1/2	805							
			1	801							
			2	796							
			4	789							
			8	778							
			15	764							
			30	740							
			1h								
			2								
			4	732							

REMARKS: _____

Name: P. Ballerteros Sample Numbers 21-U

Date: October 15 Sheet Number (1)

SPECIFIC GRAVITY DETERMINATIONS

SOIL MECHANICS LABORATORY
TECHNOLOGICAL INSTITUTE
NORTHWESTERN UNIVERSITY

Sample Number 31-U Date: October 15

Pycnometer Bottle Number: V-10 Evap. Dish No. 7-21

Wt. Bottle + Water + Sample = W_{bws} = 631.38 Wt. Sample + Dish Dry = 57.8

Temperature of Suspension = T = 65.4 Weight of Dish = 450.0

Wt. Bottle + Water at temp. $T = W_{bw}$ = 571.8 Dry wt. of Soil W_s = 57.8

$$G = \frac{W_s}{W_s + \frac{W_w}{G} - W_{bws}} = \frac{57.8}{631.38 - 665 + 57.8} = \frac{57.8}{21.8} = 2.72$$

Remarks: $G = \frac{W_s}{W_s + \frac{W_w}{G} - W_{bws}}$

Sample Number _____ Date: _____

Pycnometer Bottle Number: _____ Evap. Dish No. _____

Wt. Bottle + Water + Sample = W_{bws} = _____ Wt. Sample + Dish Dry = _____

Temperature of Suspension = T = _____ Weight of Dish = _____

Wt. Bottle + Water at temp. $T = W_{bw}$ = _____ Dry Wt. of Soil W_s = _____

$$G = \frac{W_s}{W_s + \frac{W_w}{G} - W_{bws}} = \frac{\quad}{\quad} = \frac{\quad}{\quad} = \quad$$

Remarks: _____

Sample Number _____ Date: _____

Pycnometer Bottle Number: _____ Evap. Dish No. _____

Wt. Bottle + Water + Sample = W_{bws} = _____ Wt. Sample + Dish Dry = _____

Temperature of Suspension = T = _____ Weight of Dish = _____

Wt. Bottle + Water at temp. $T = W_{bw}$ = _____ Dry Wt. of Soil W_s = _____

$$G = \frac{W_s}{W_s + \frac{W_w}{G} - W_{bws}} = \frac{\quad}{\quad} = \frac{\quad}{\quad} = \quad$$

Remarks: _____

CL2
Name: Ball - 4.60s

Sample Numbers 21-7)

22 112

Date: _____ Sheet Number 1

WATER CONTENT DETERMINATIONS
DATA AND COMPUTATION SHEET

SOIL MECHANICS LABORATORY
THE TECHNOLOGICAL INSTITUTE
NORTHWESTERN UNIVERSITY

NOTES: Tare is weight of container (watch glasses and clip, Petri dishes, can, etc.)

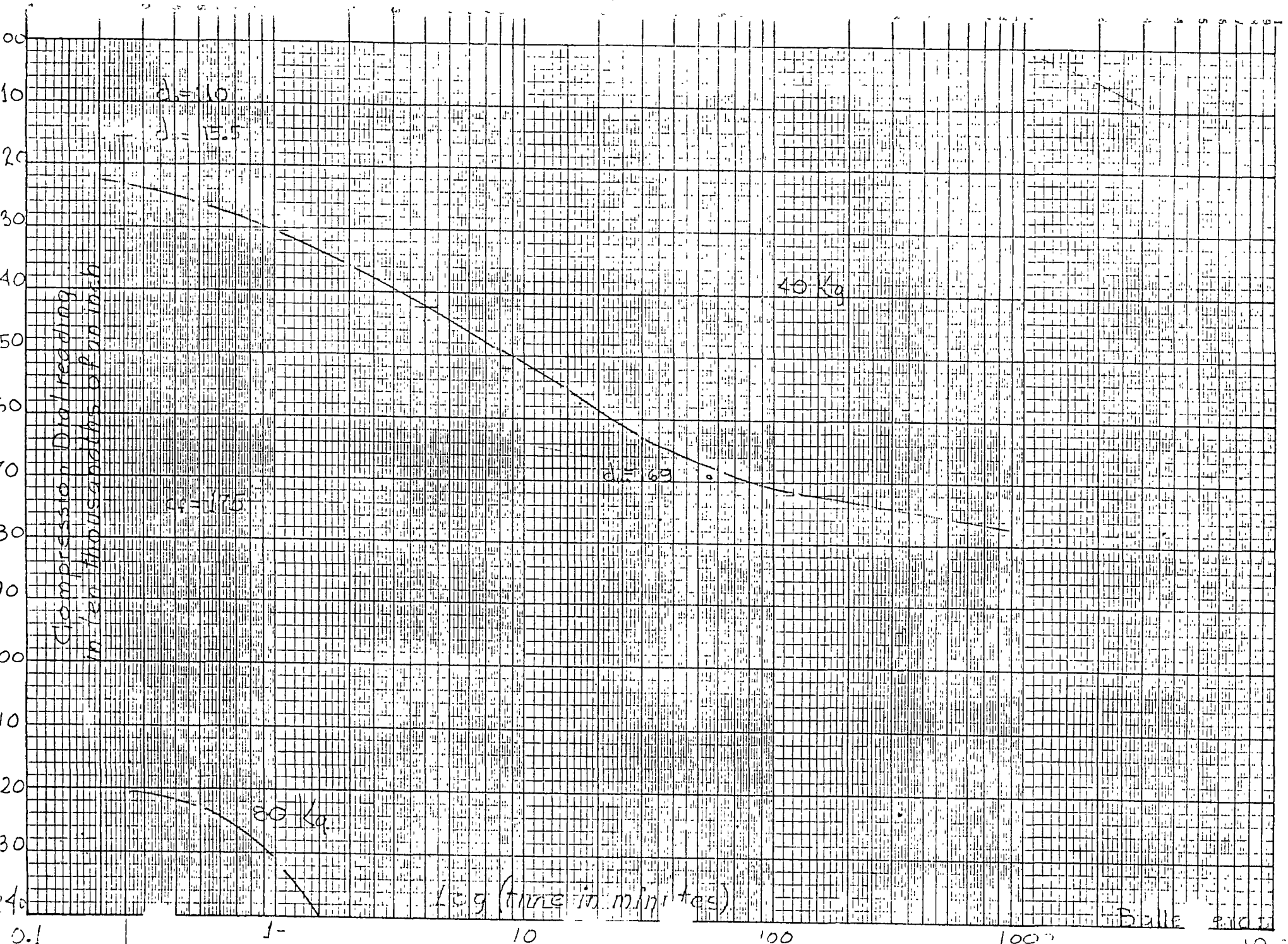
$$\text{Water Content} = w = \frac{\text{Wt. of Water}}{\text{Wt. of Dry Soil}} \cdot 100\%$$

Sample Number					
Type of Test					
Container Number	A-39	B-24			
Wt. Sample + Tare Wet	53.547	190.163			
Wt. Sample + Tare Dry	52.775	166.506			
Wt. of Water	6.829	23.657			
Tare	15.109	27.623			
Wt. of Dry Soil	37.666	138.883			
Water Content	18.1%	17.1%			

17%

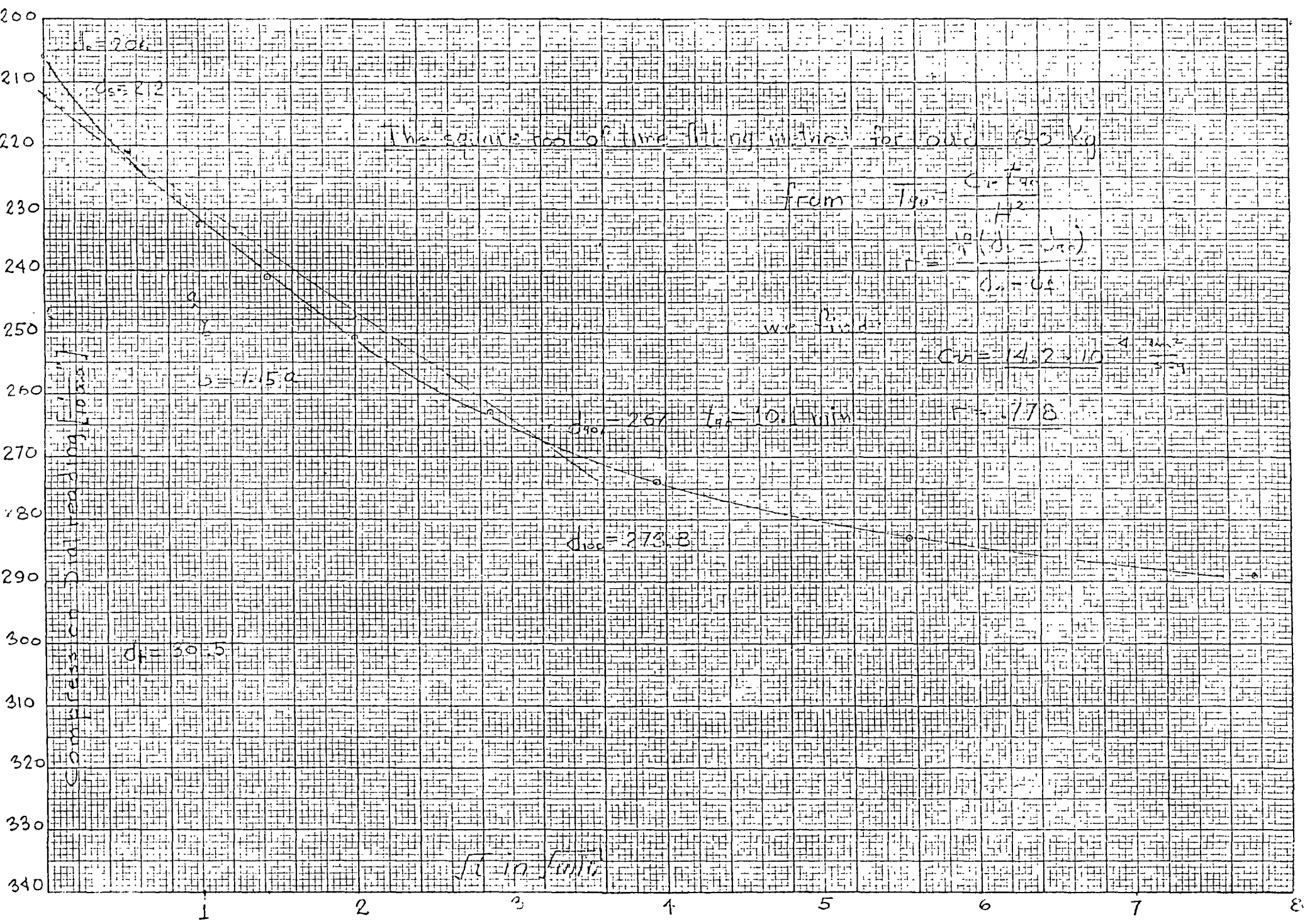
Sample Number					
Type of Test					
Container Number					
Wt. Sample + Tare Wet					
Wt. Sample + Tare Dry					
Wt. of Water					
Tare					
Wt. of Dry Soil					
Water Content					

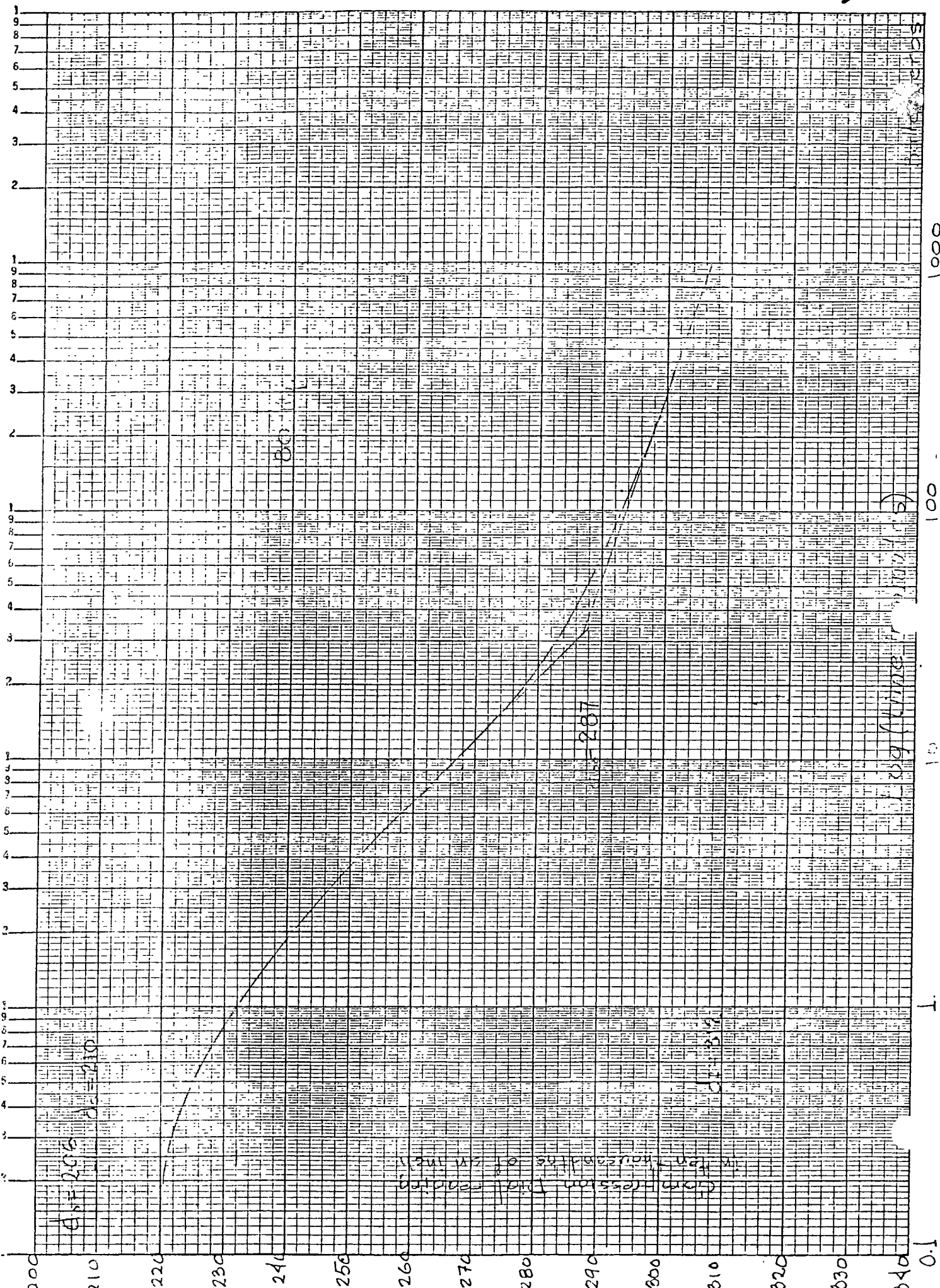
Sample Number					
Type of Test					
Container Number					
Wt. Sample + Tare Wet					
Wt. Sample + Tare Dry					
Wt. of Water					
Tare					
Wt. of Dry Soil					
Water Content					



17/11/20

Date





1000

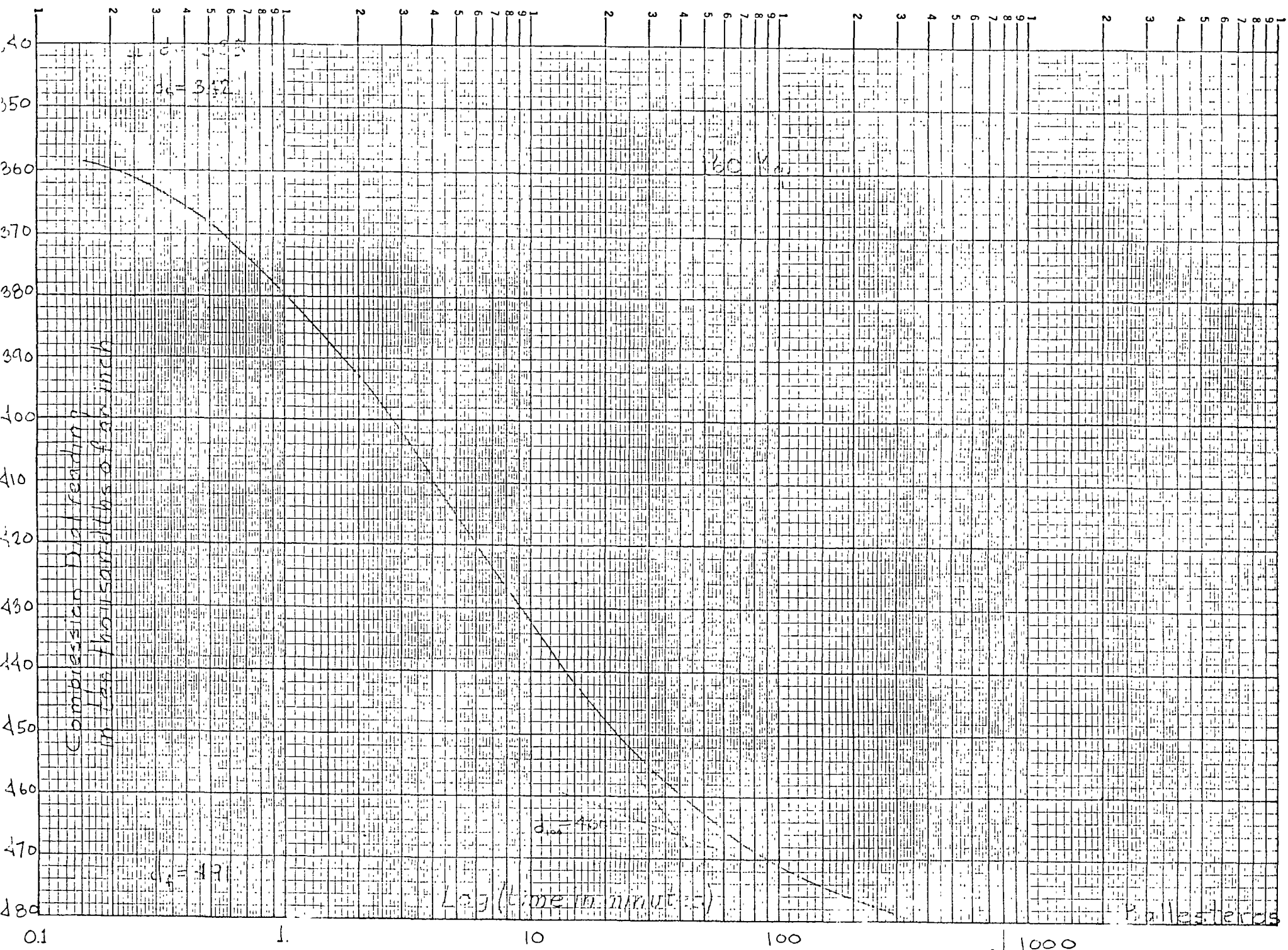
100

10

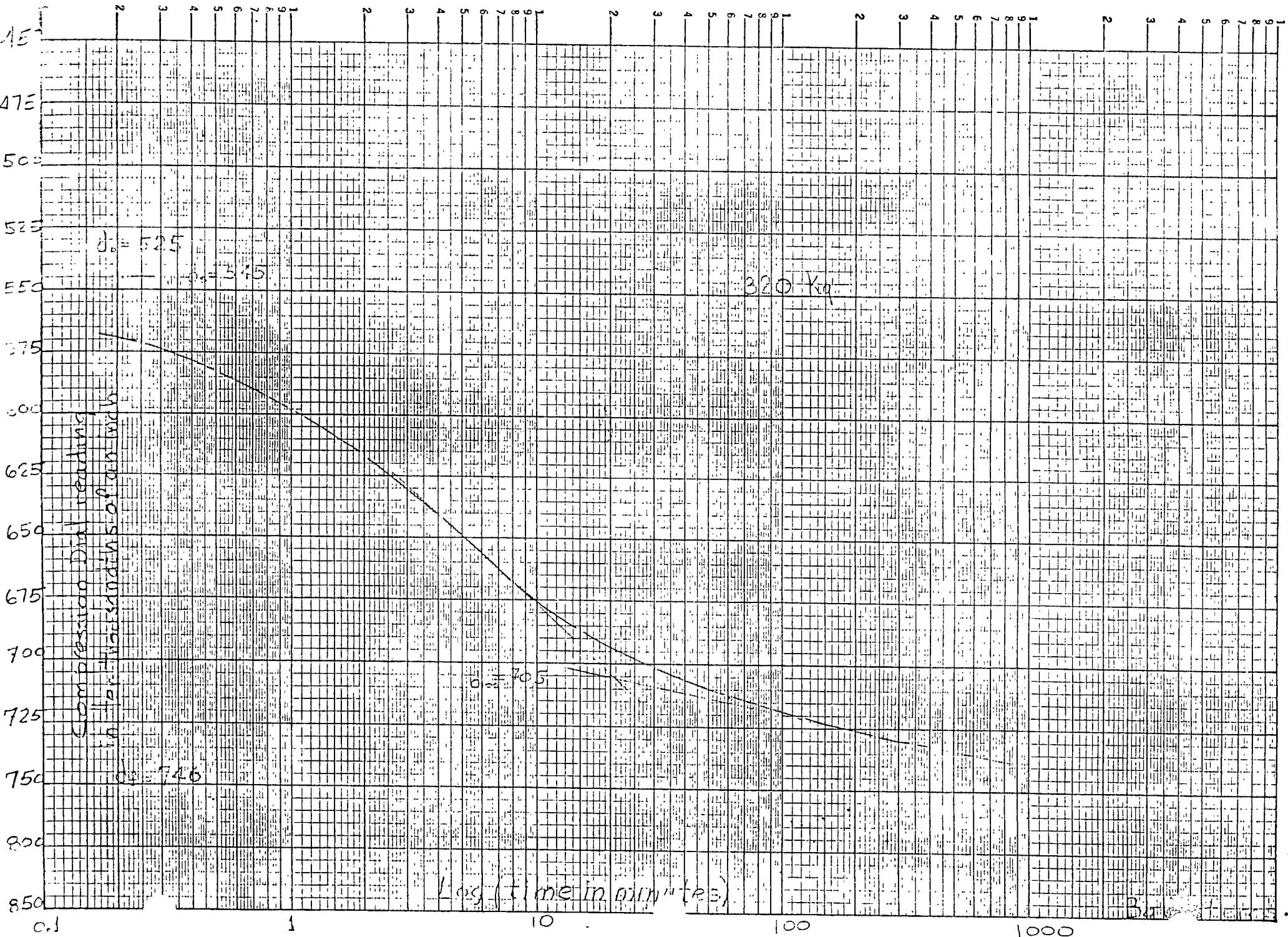
0.1

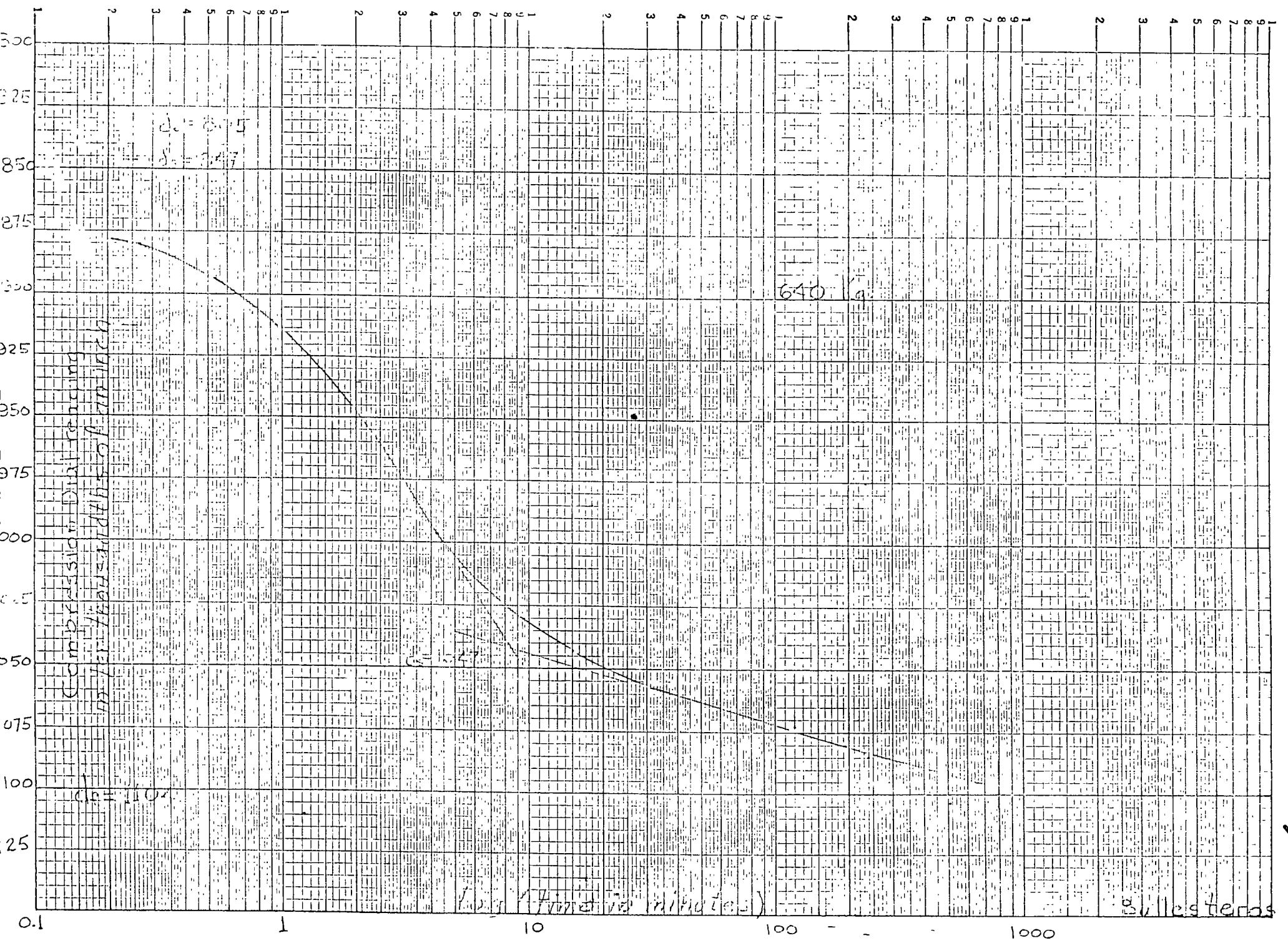
1.4

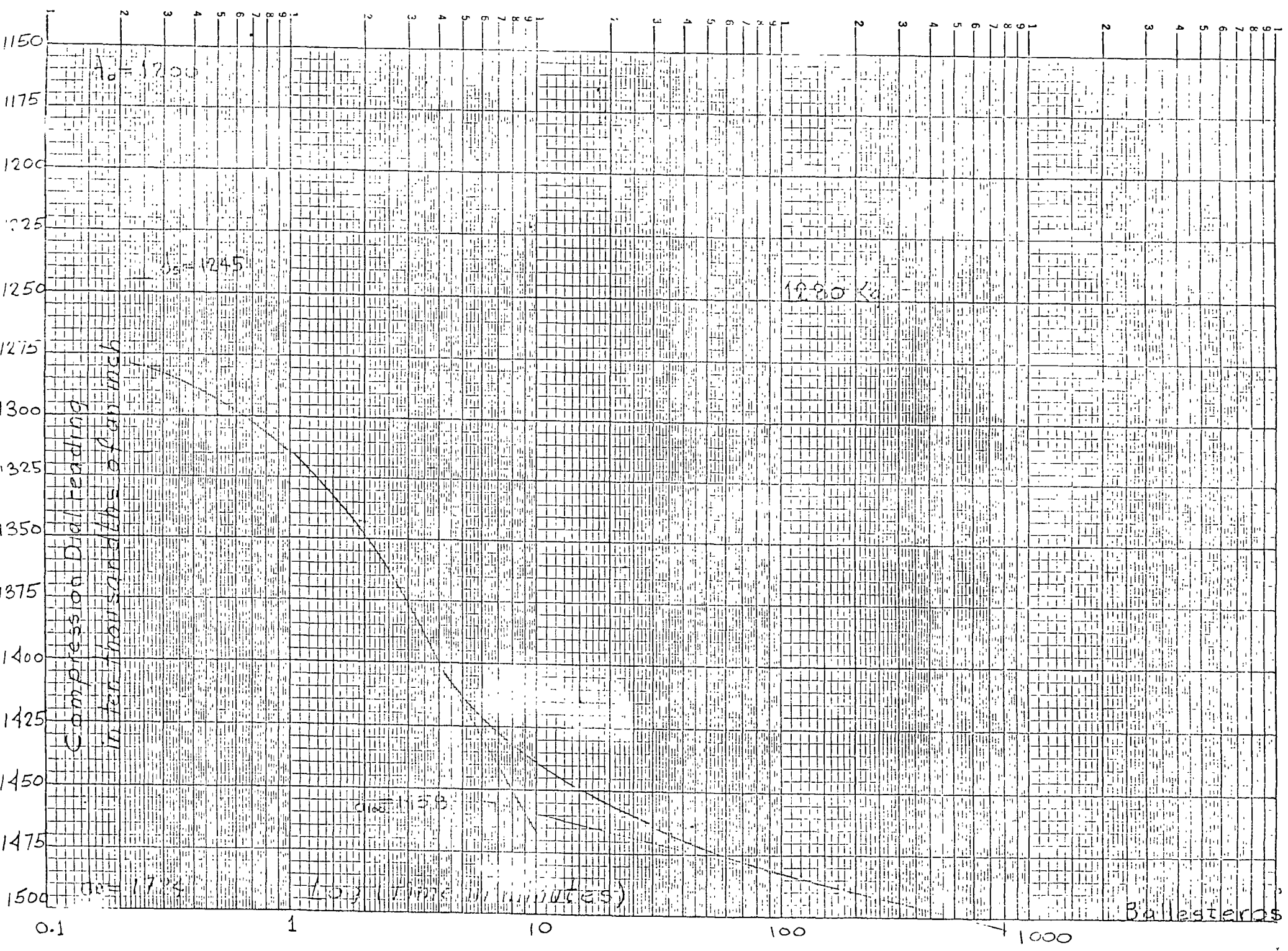
1.3

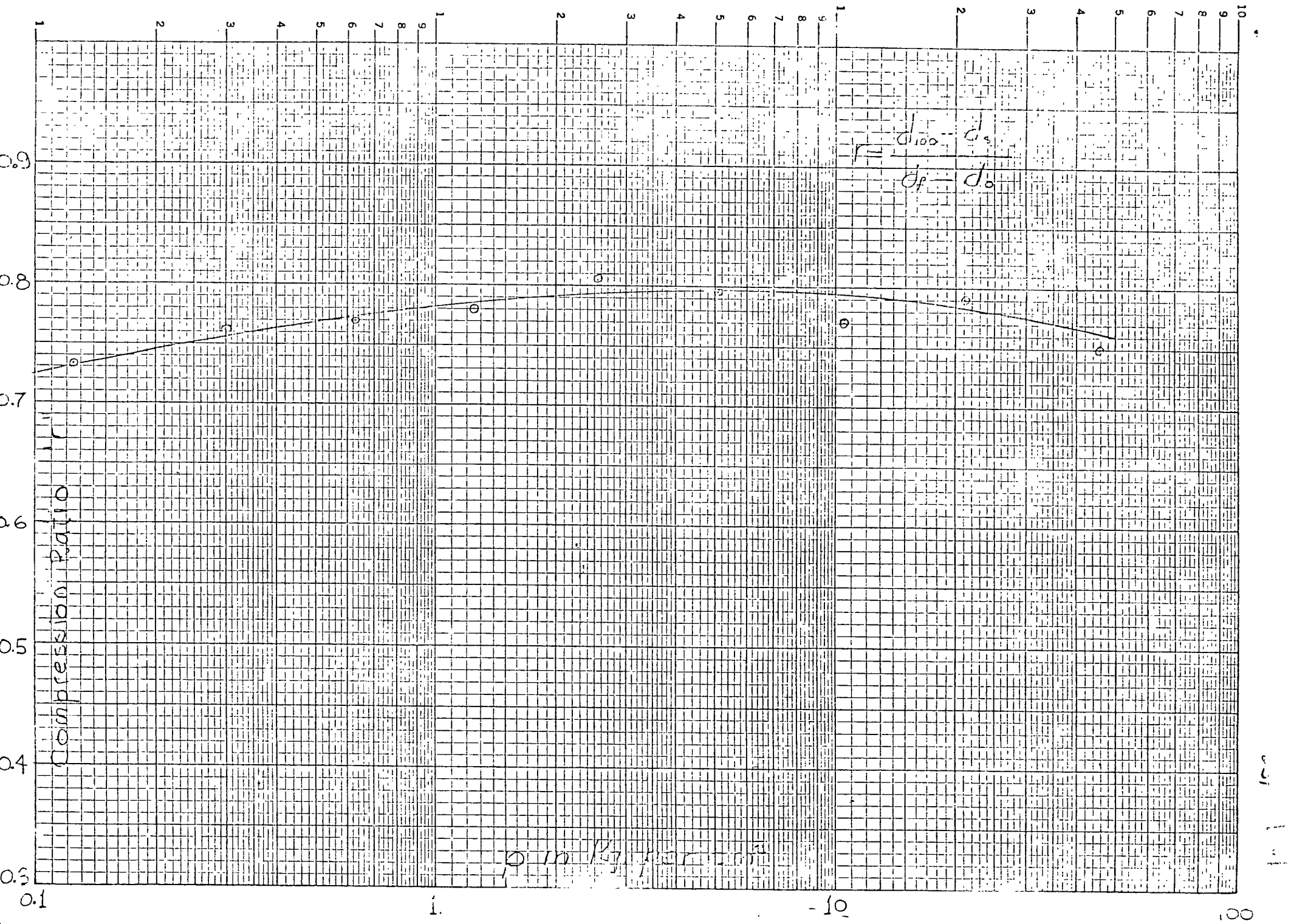


1111

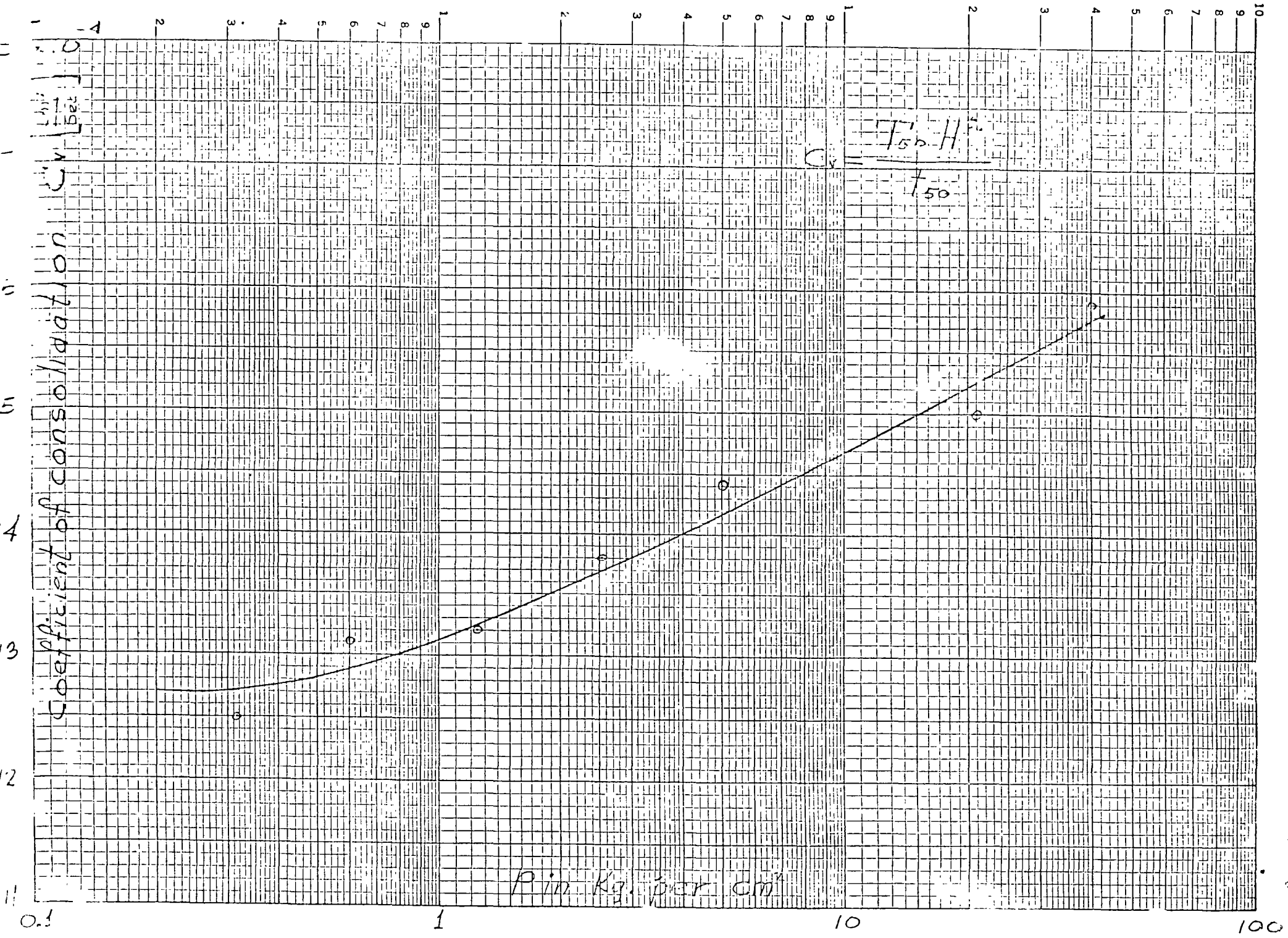


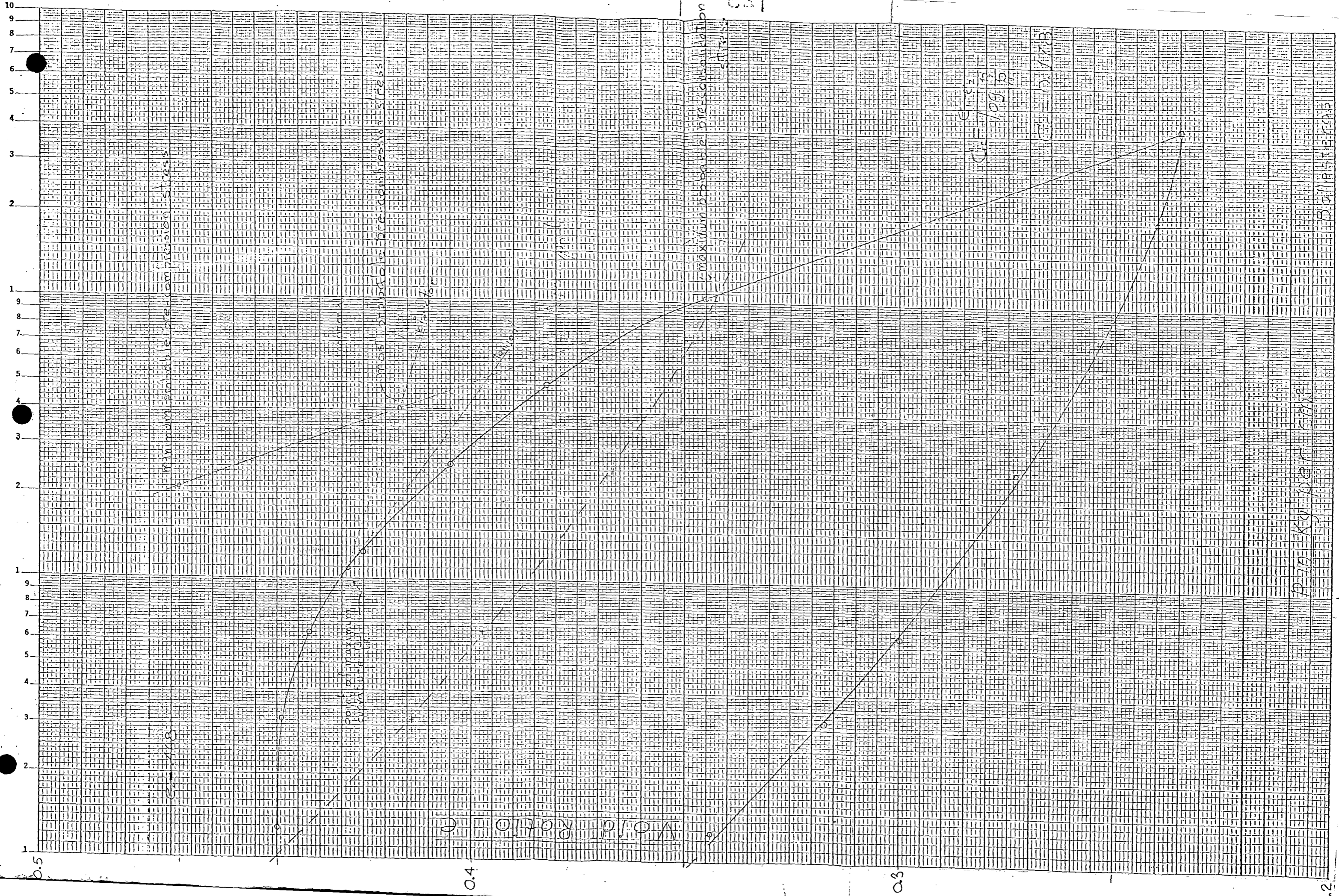


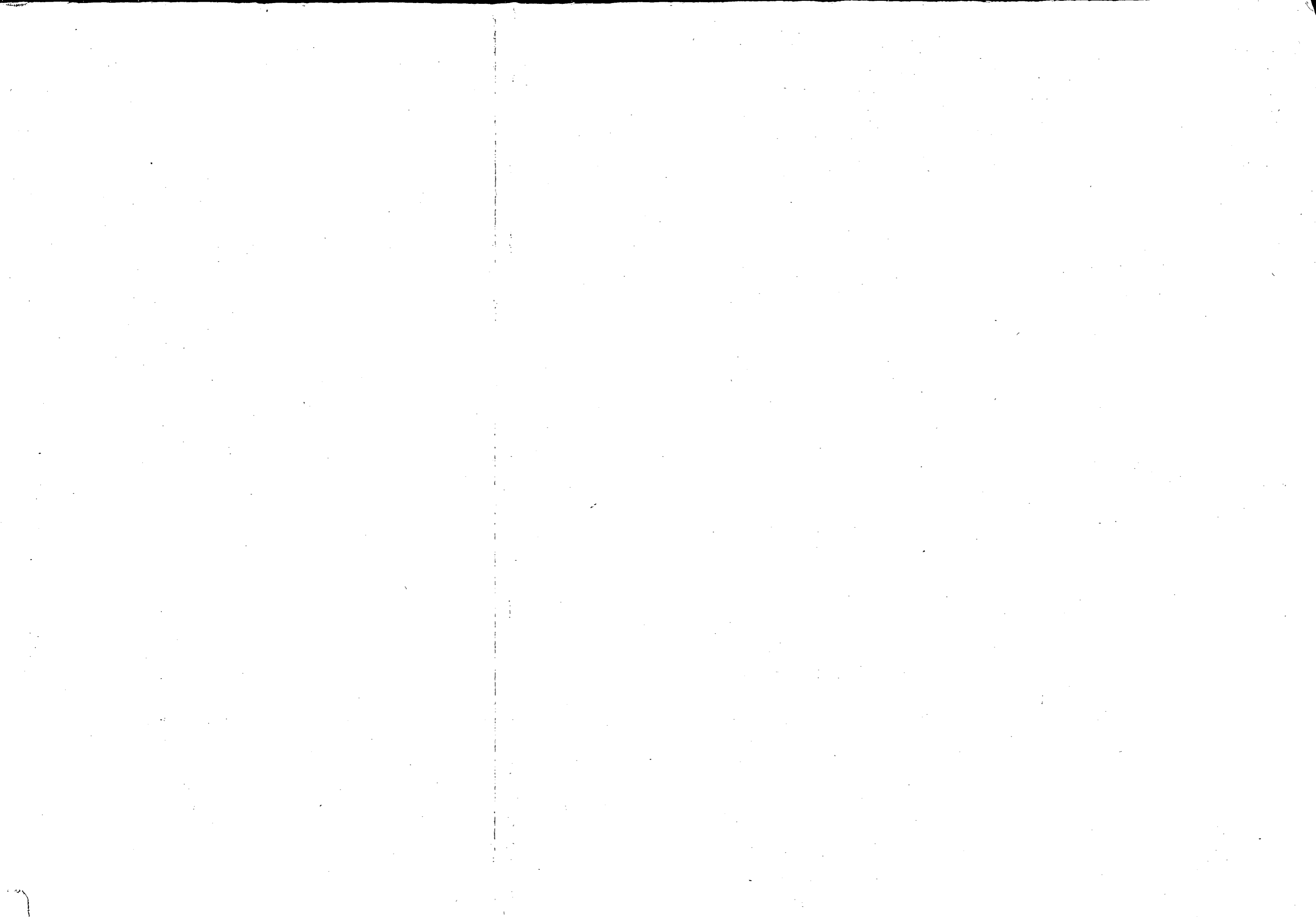




100
 10
 1

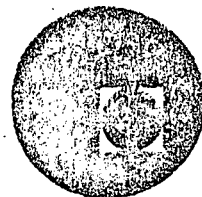








centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE CIMENTACIONES

EJEMPLO PRACTICO

CIMENTACION DE SILOS CILINDRICOS CON PARABOLOIDES
HYPERBOLICOS
(ALIMENTOS Y VIVERES, S.A.)

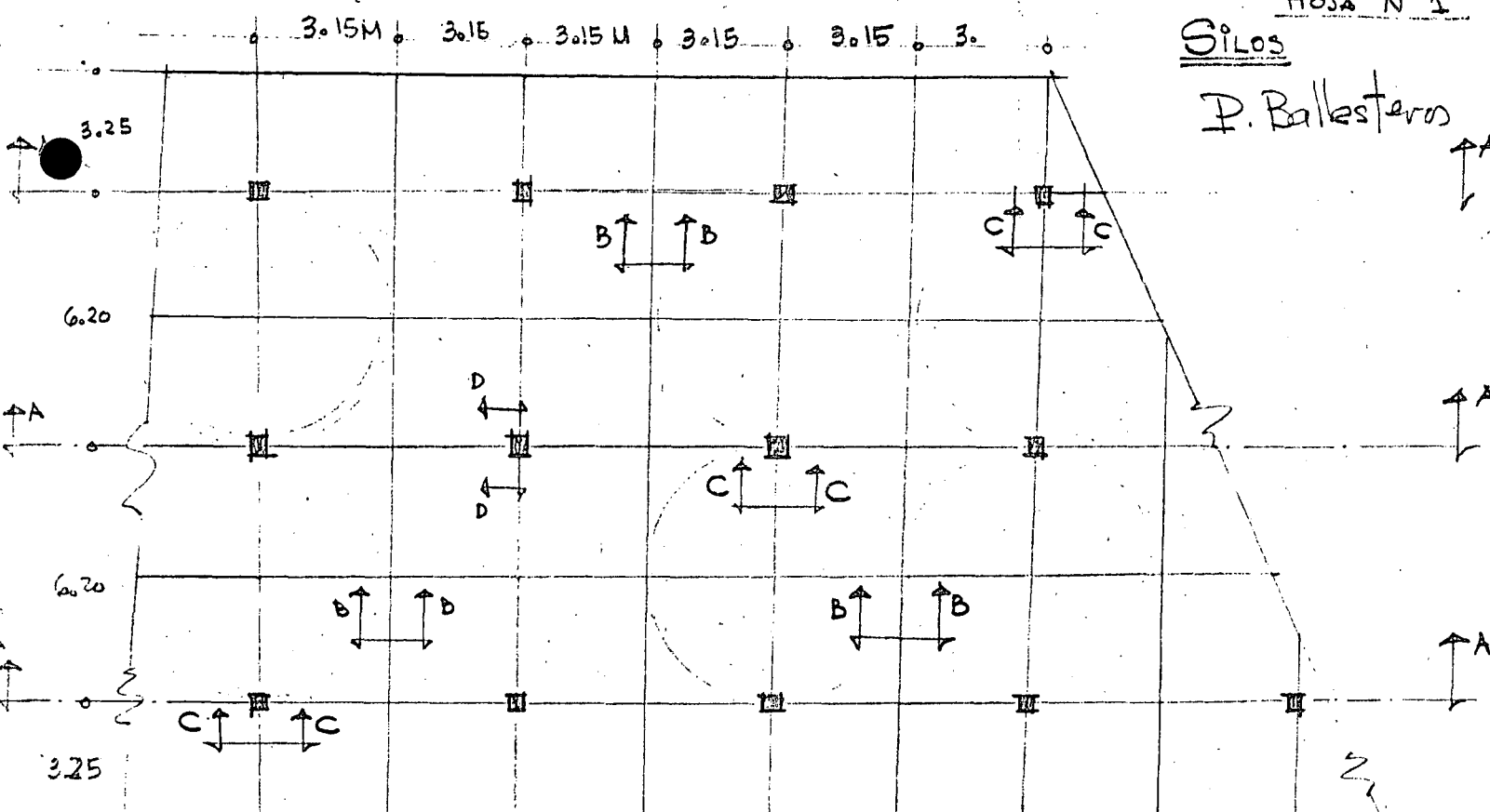
DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978

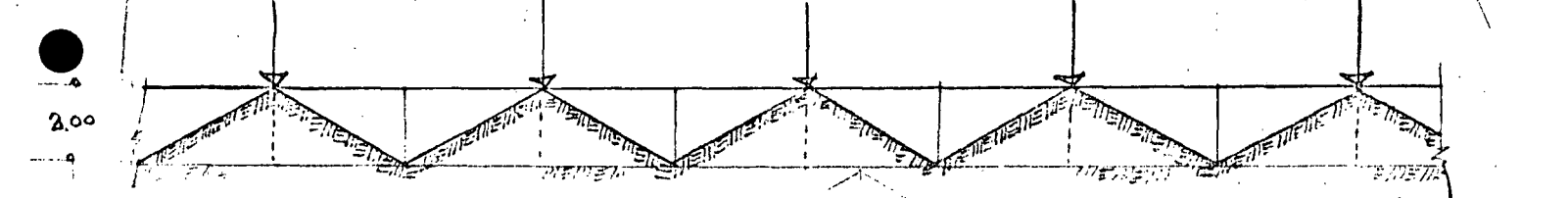


SILOS

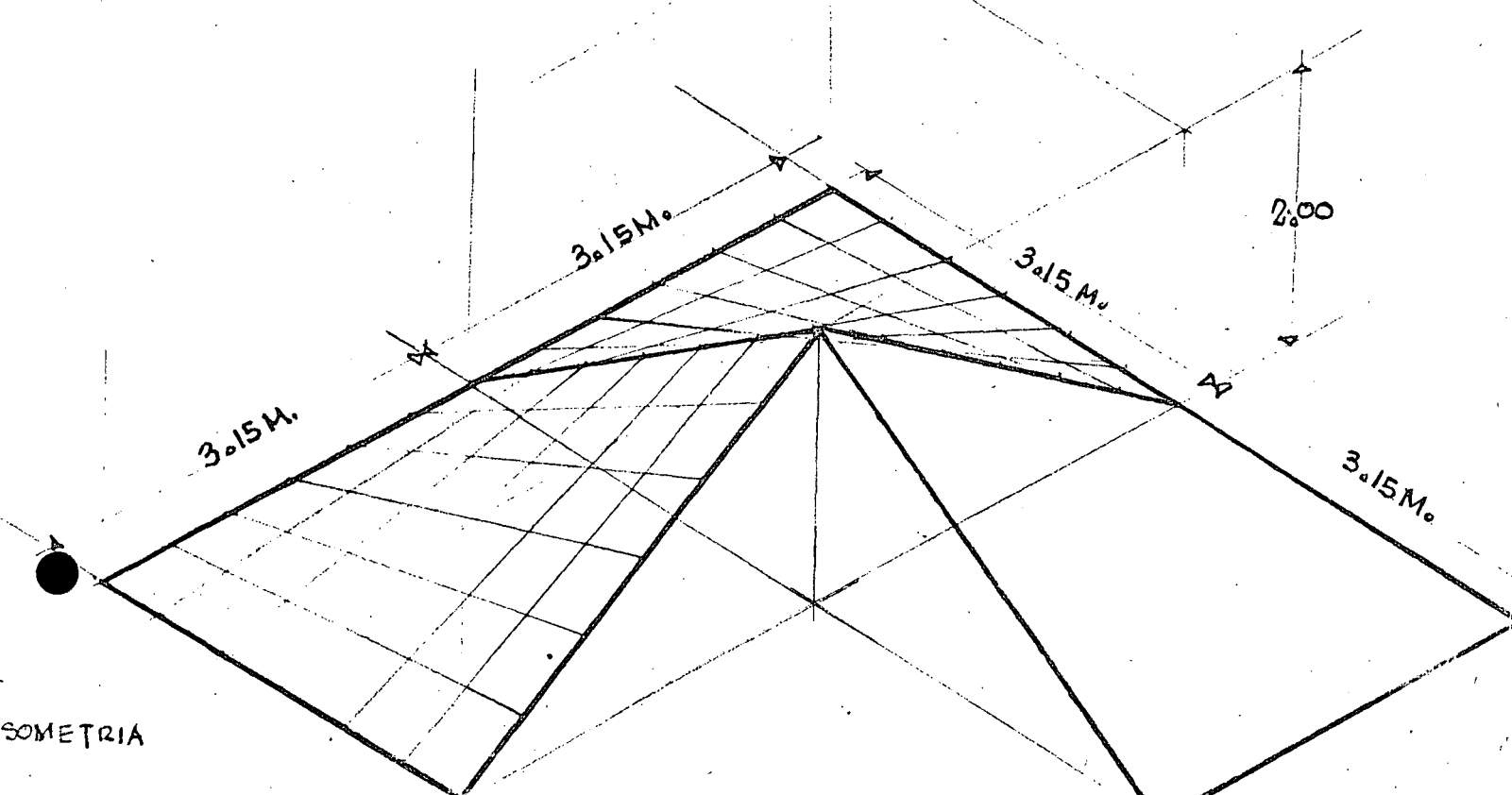
P. Ballesteros



PLANTA CIMENTACION

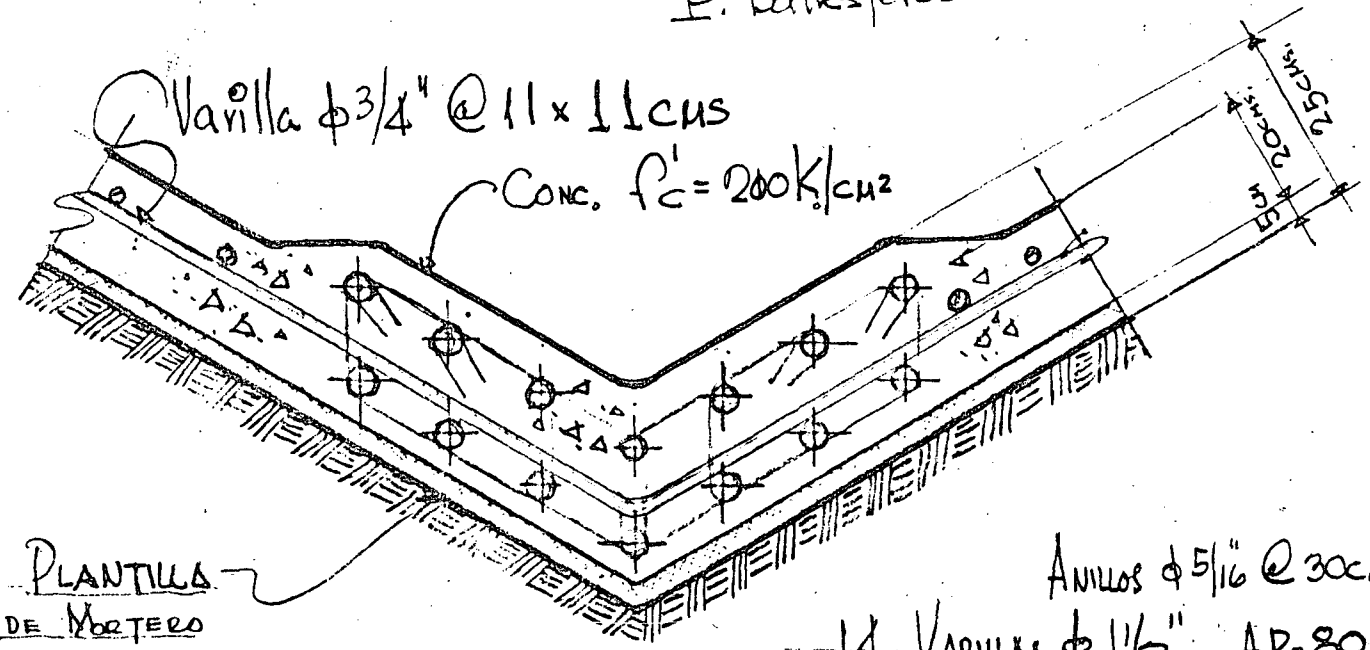


SECCION A A'



SOMETRIA

P. Balasteros Silos

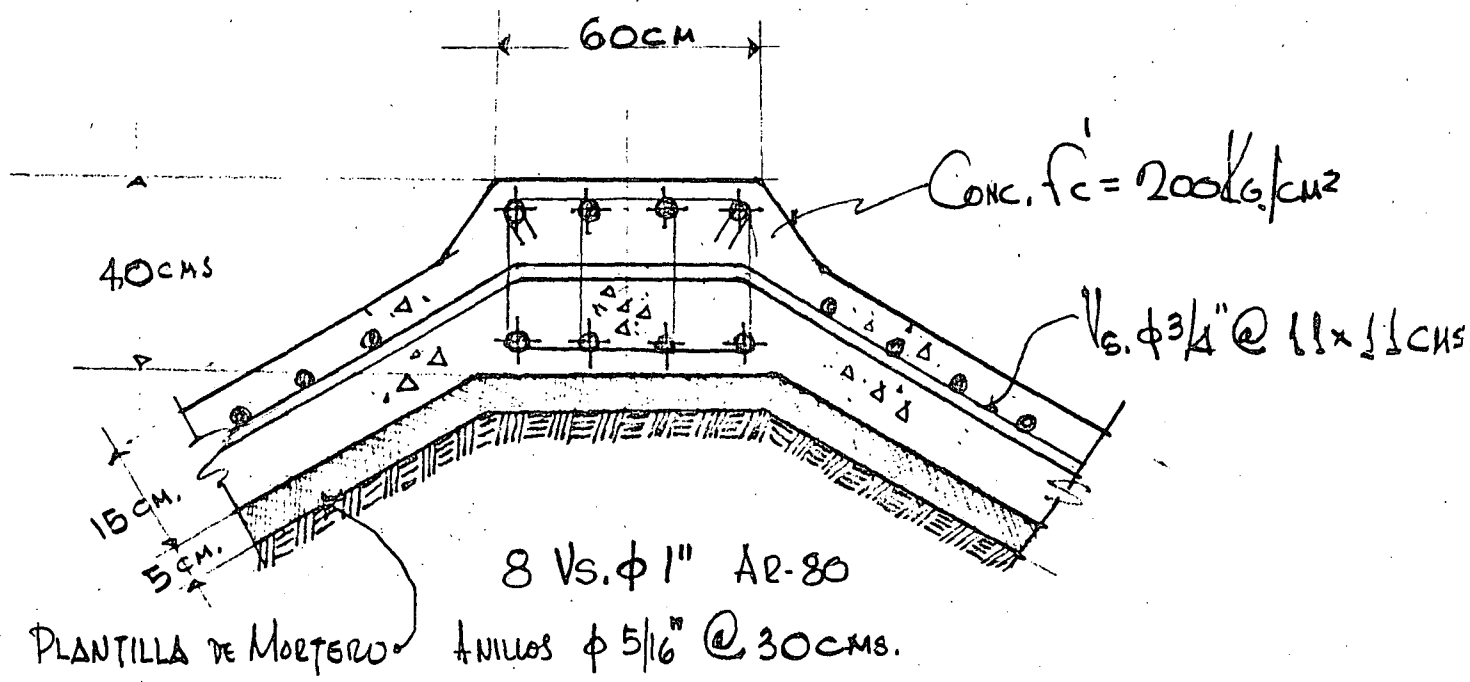


PLANTILLA DE MORTERO

ANILLOS φ 5/16 @ 30 cms.

14 VARILLAS φ 1 1/2" AR-80

SECCION B-B



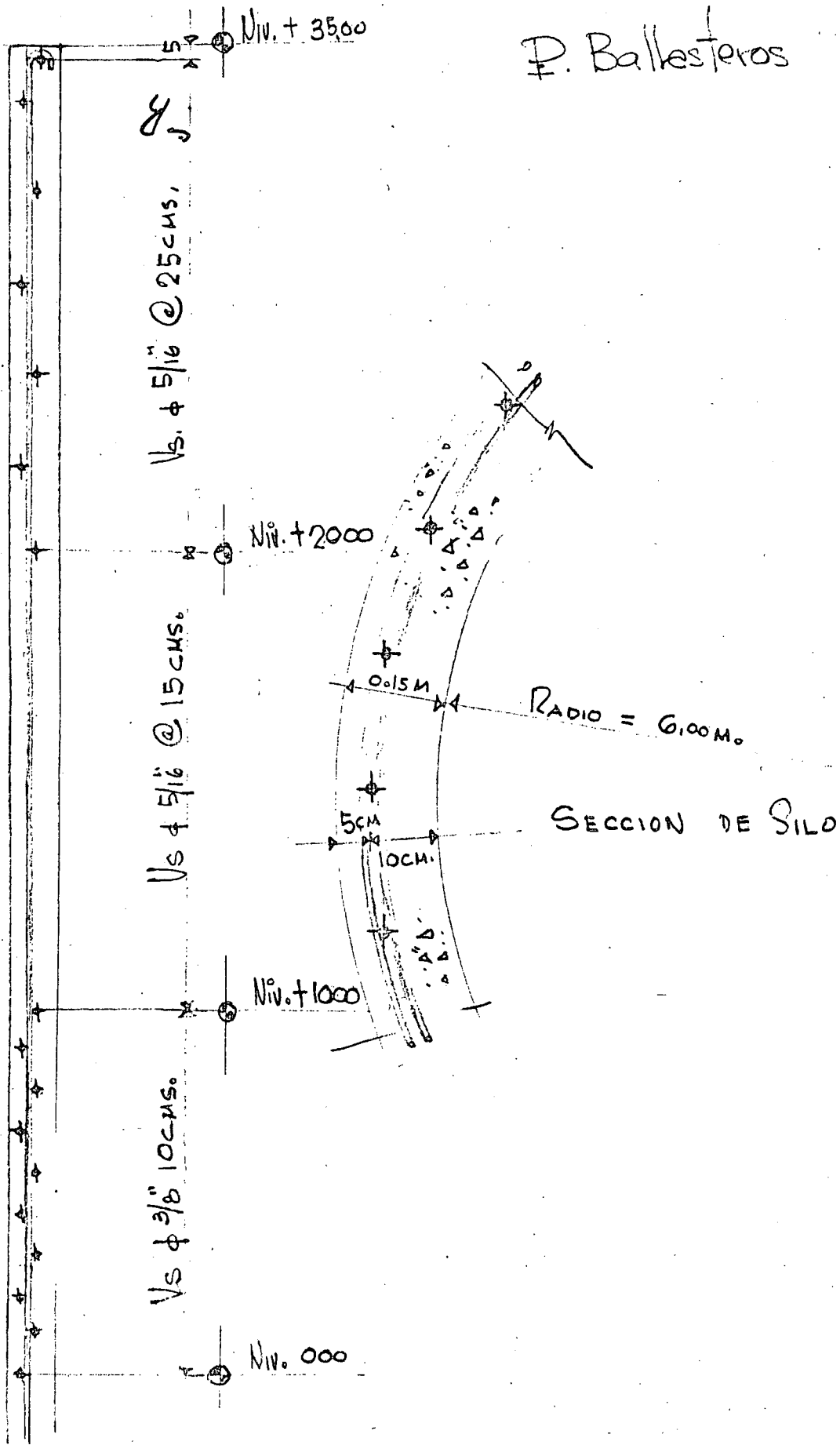
PLANTILLA DE MORTERO

ANILLOS φ 5/16 @ 30 cms.

SECCION C-C

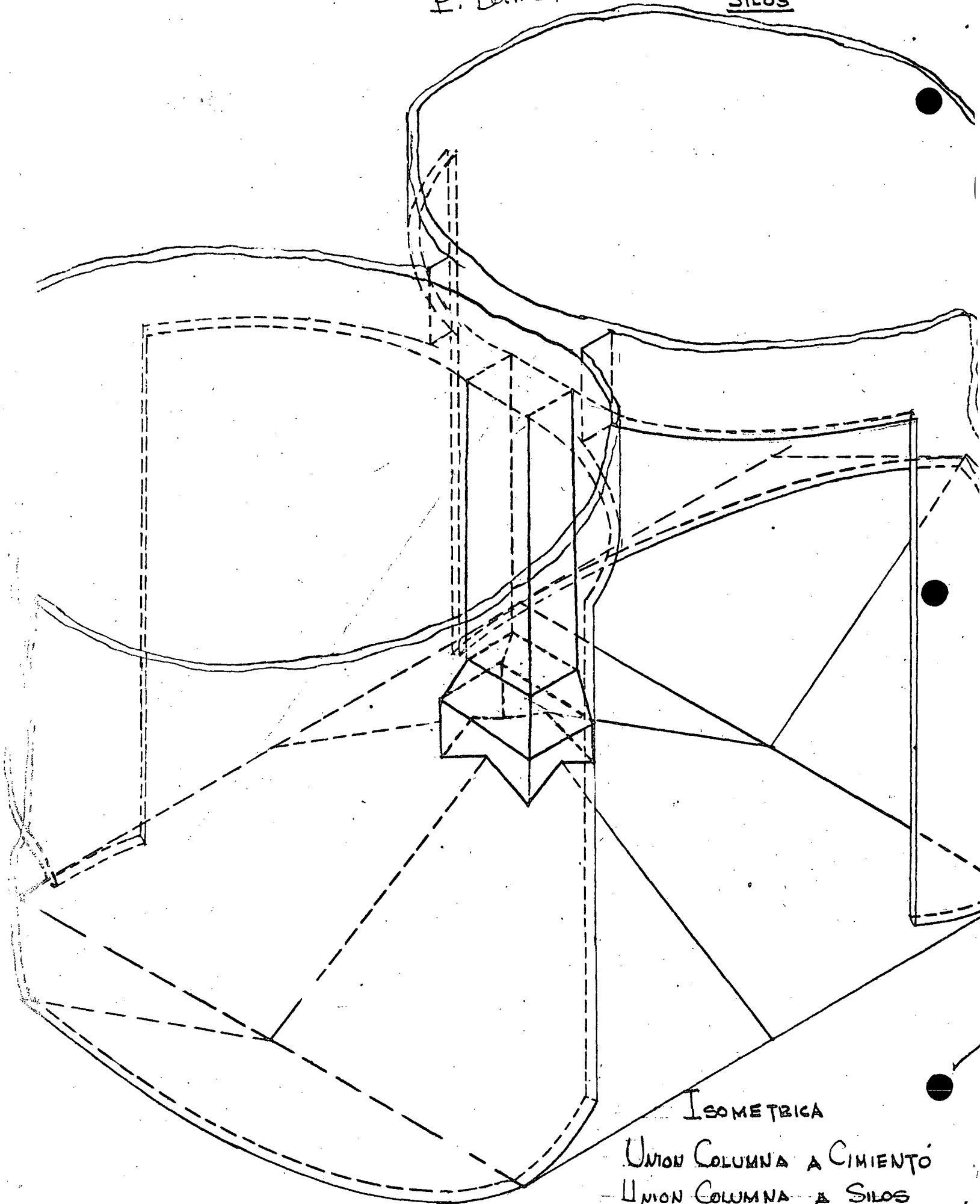
SILOS

P. Ballesteros



P. Ballesteros

SILOS



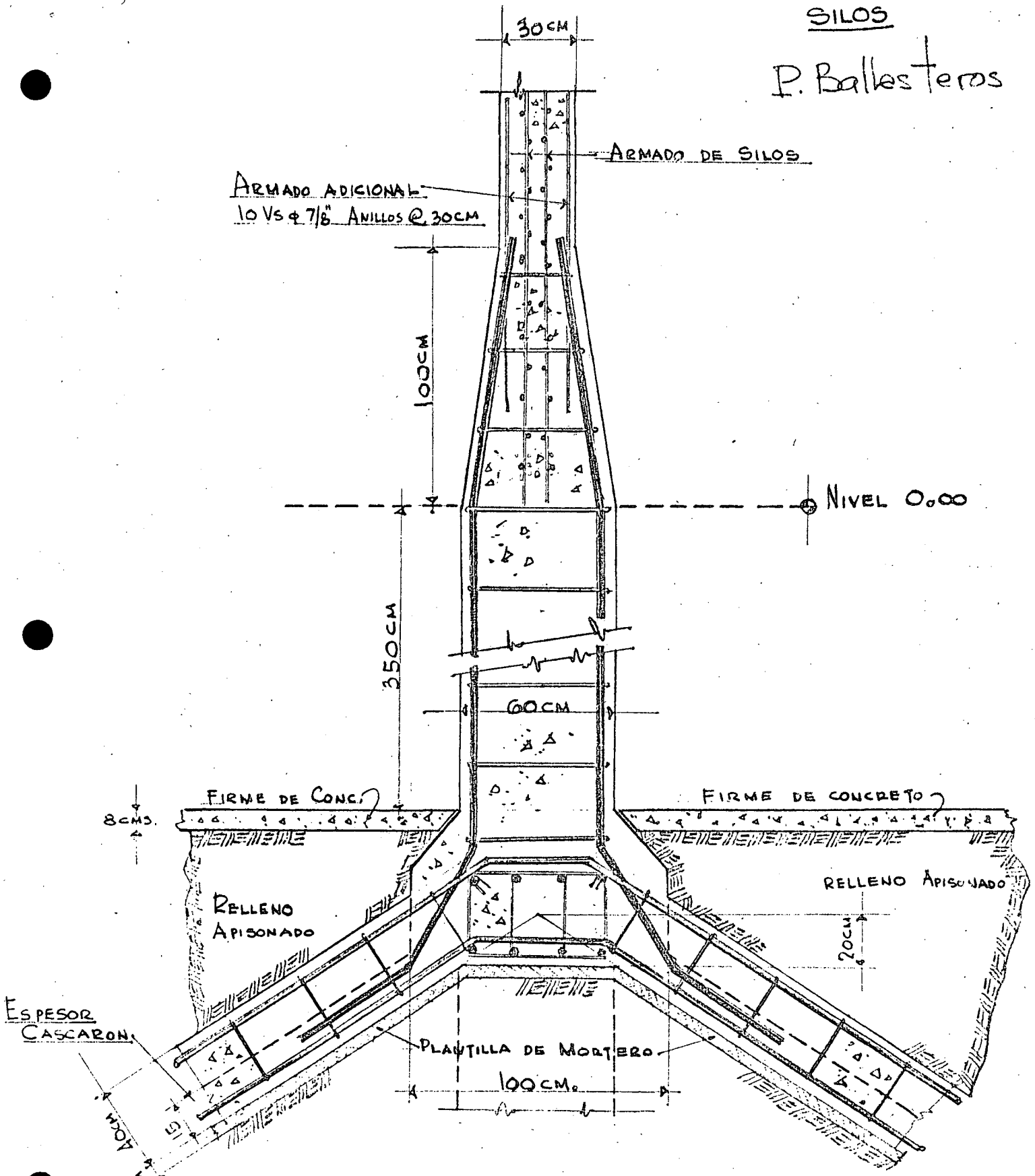
ISOMETRICA

UNION COLUMNA A CIMIENTO

UNION COLUMNA A SILOS

SILOS

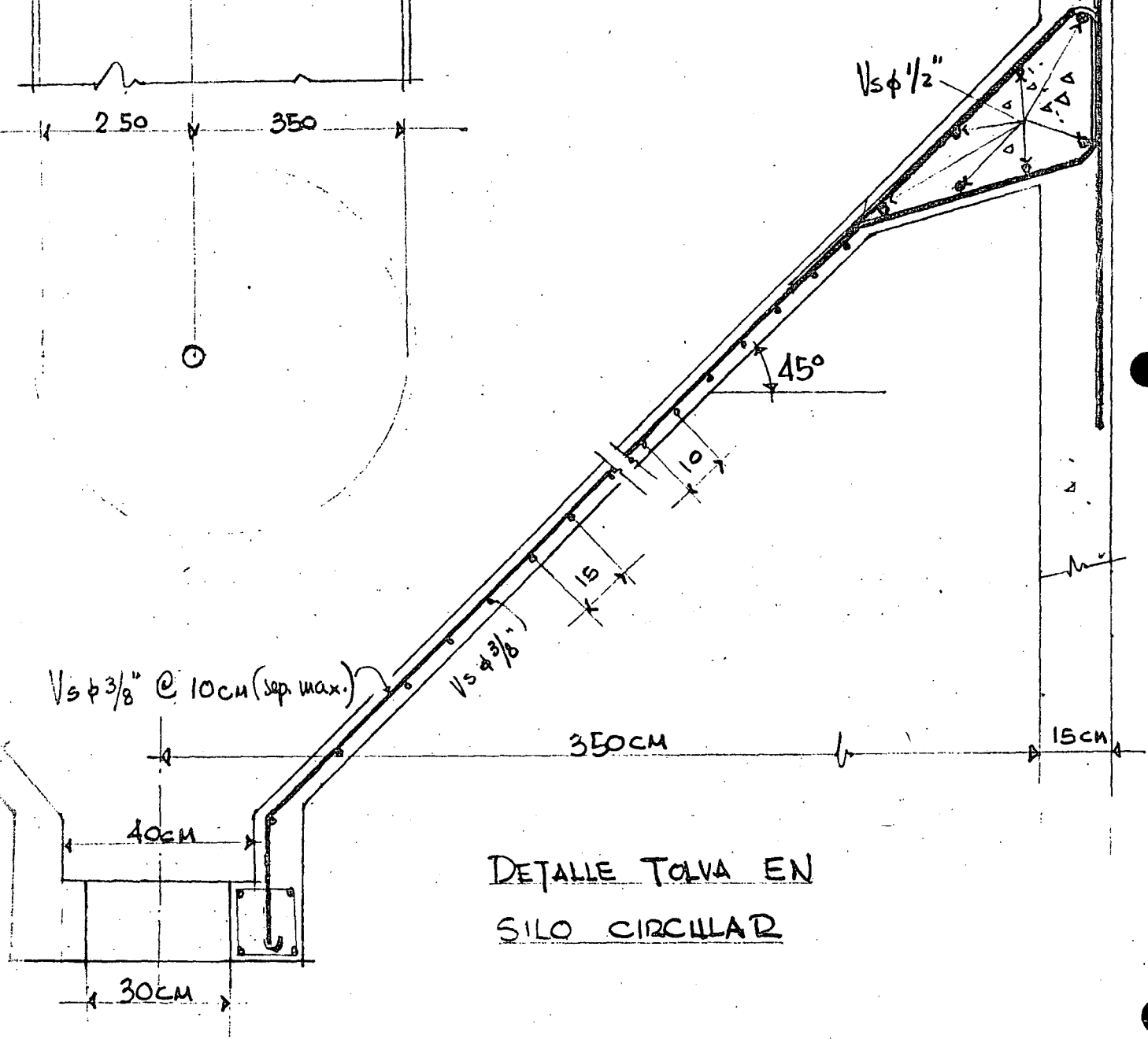
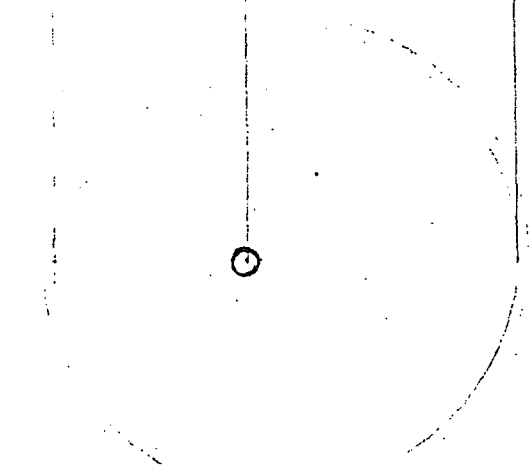
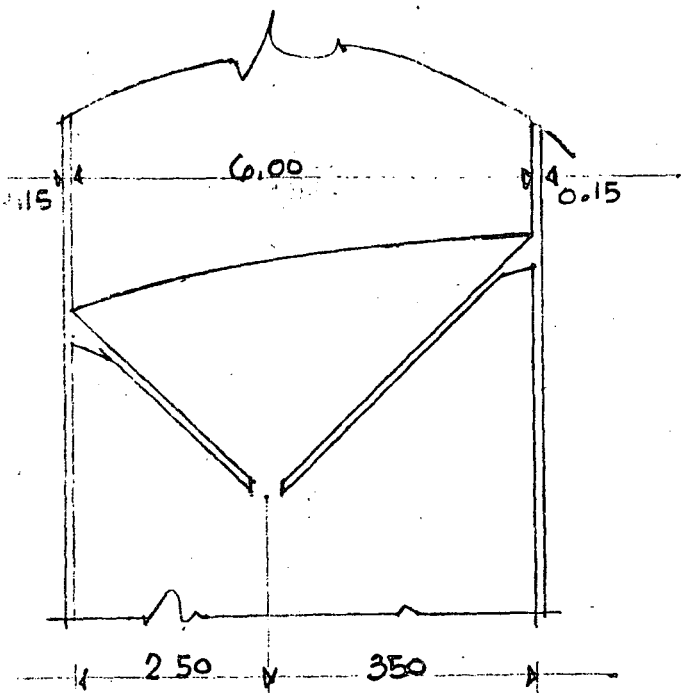
P. Ballesteros



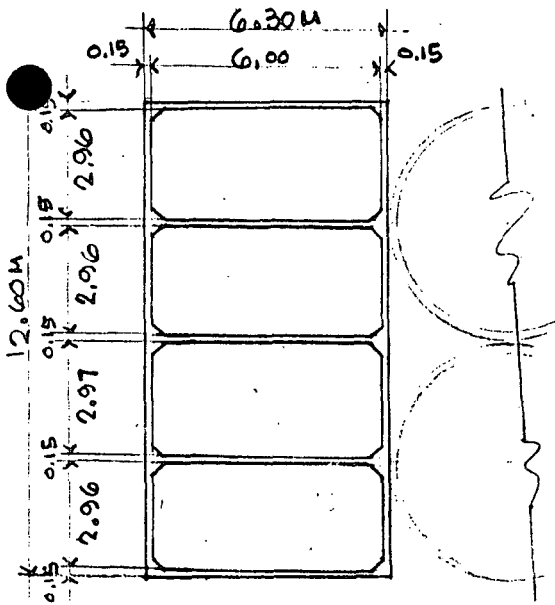
CORTE D-D

UNION COLUMNA A CIMENTACION Y A SILOS

SILOS
P. Ballesteros



DETALLE TOLVA EN
SILO CIRCULAR



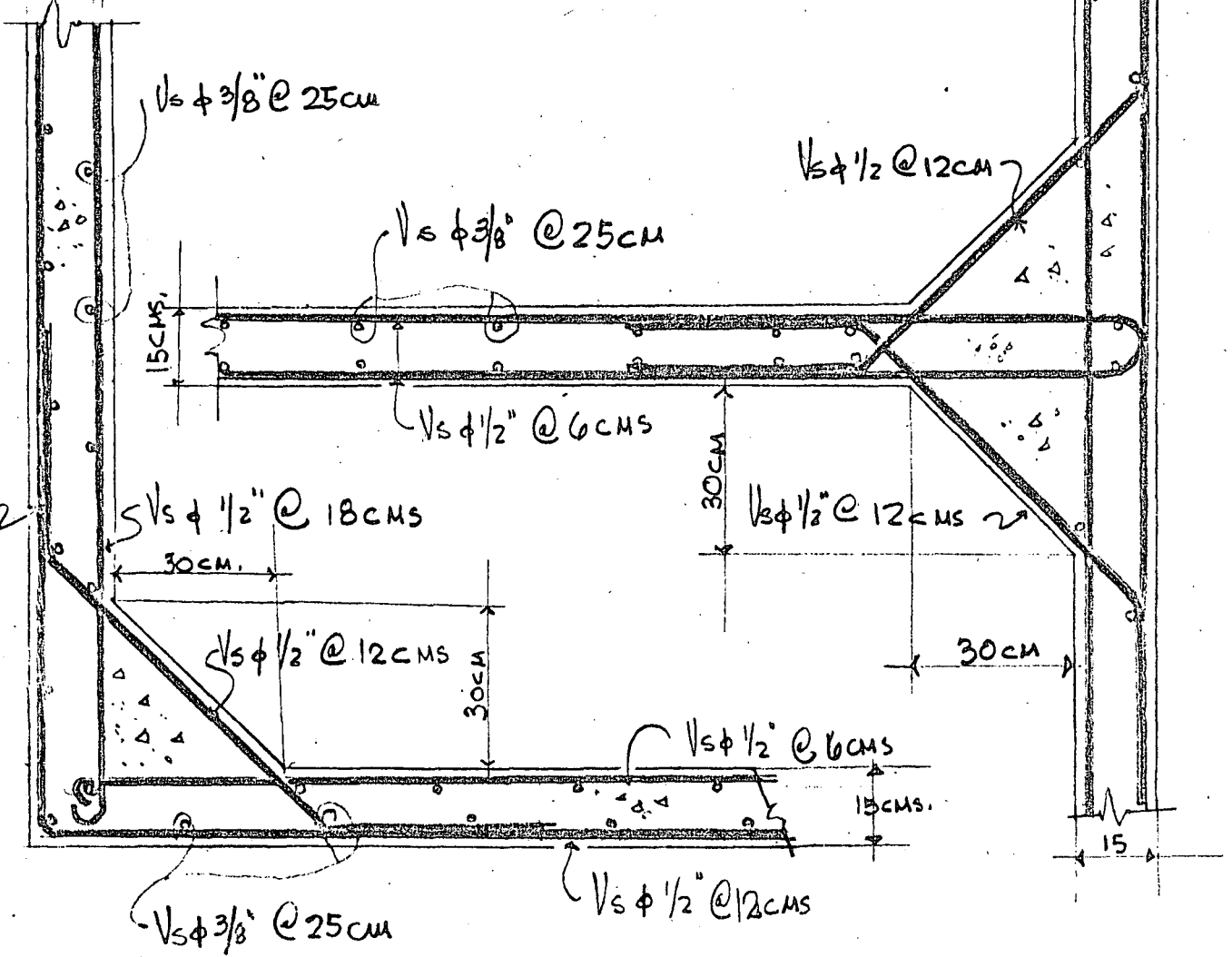
SILOS
P. Balasteros

PLANTA SILOS

$V_s \phi 3/8" @ 25cm$

$2 V_s \phi 1/2" @ 24$

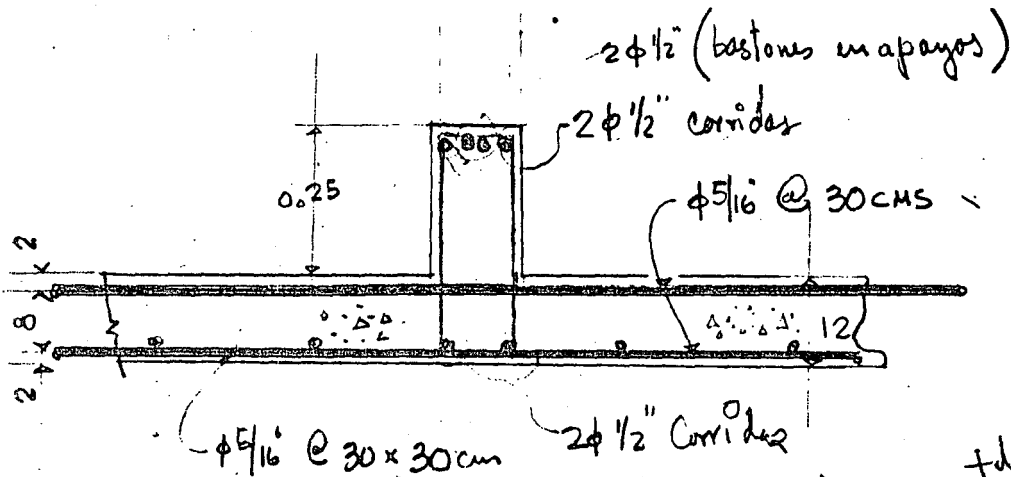
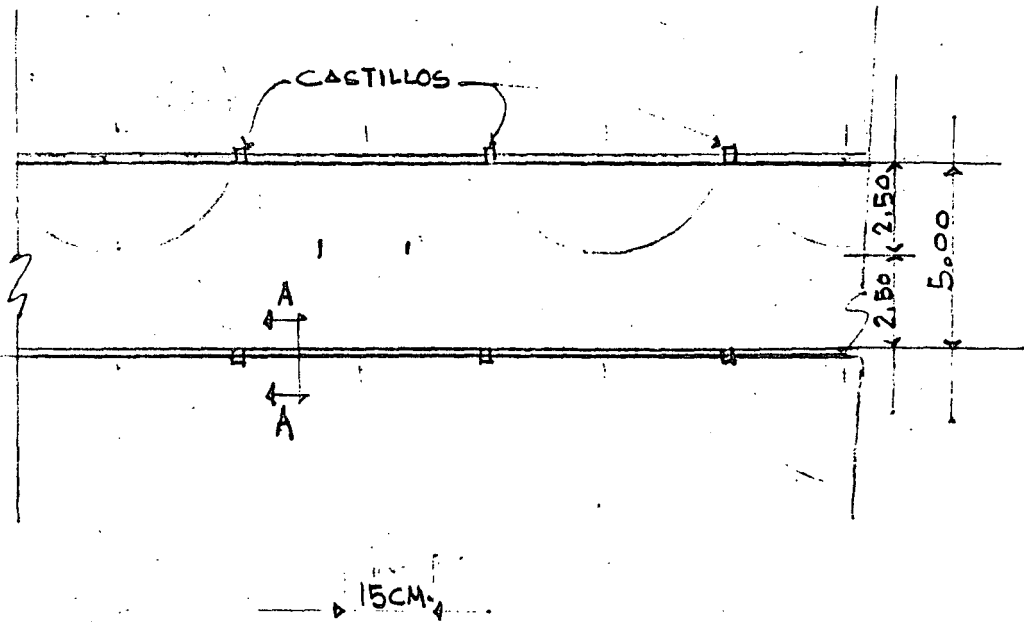
$V_s \phi 1/2" @ 18cms$



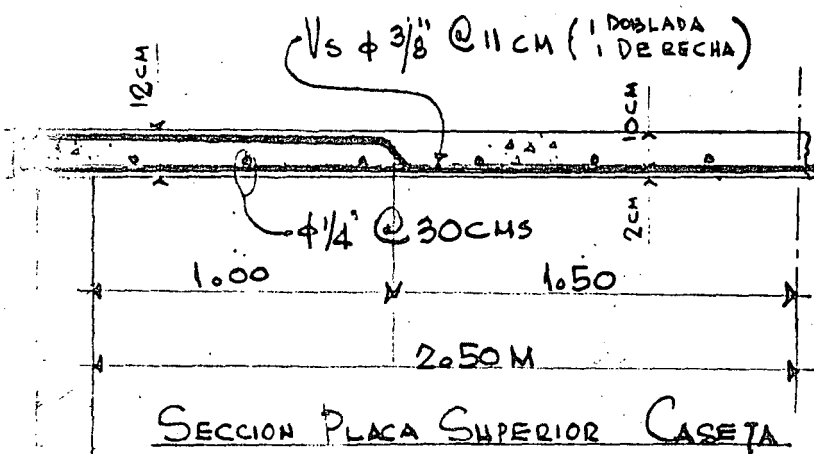
SECCIONES EN SILO RECTANGULAR

SILOS

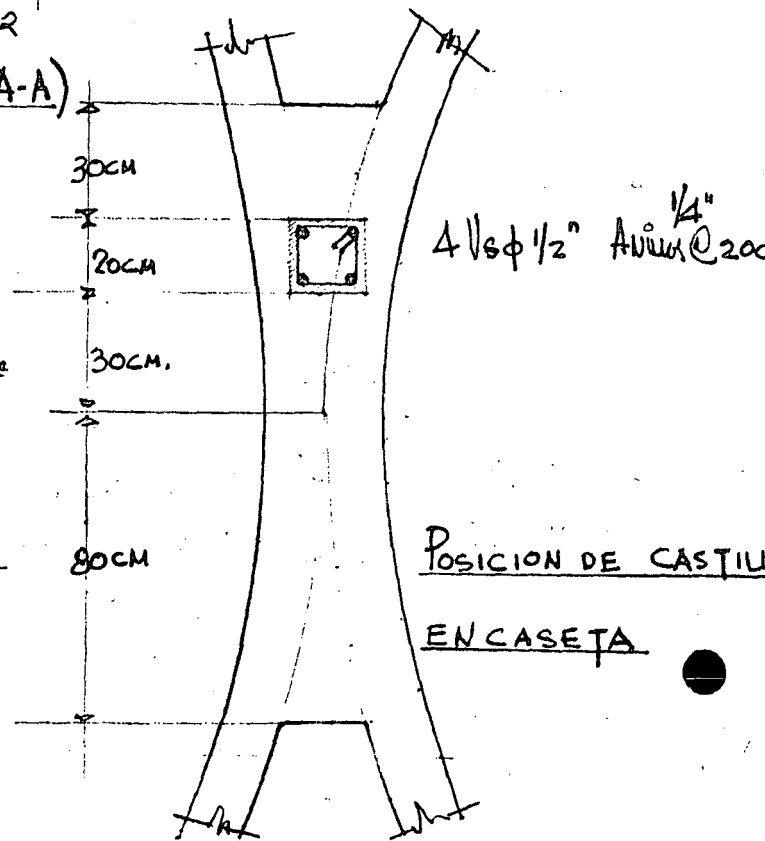
P. Ballesteros



SECCION VIGA BAJO MURO (CORTE A-A)



SECCION PLACA SUPERIOR CASETA





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE CIMENTACIONES

CONSOLIDACION

DR. PORFIRIO BALLESTEROS B.

OCTUBRE, 1978



En tales idealizaciones es común llamar a la primera etapa intervalo *elástico*, y a la segunda, intervalo de *endurecimiento por deformación o por esfuerzo*. En el diagrama se utiliza el término más general de *endurecimiento lineal*.

Una ecuación conveniente capaz de representar un amplio intervalo de gráficas esfuerzo-deformación ha sido desarrollada por Ramberg y Osgood.* Tal ecuación es**

$$\frac{\epsilon}{\epsilon_0} = \frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{3}{7} \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad (4-23)$$

donde ϵ_0 , σ_0 y n son constantes características para un material. Las constantes ϵ_0 y σ_0 corresponden al punto de fluencia, que para todos los otros casos diferentes del de plasticidad ideal se halla por el método de desplazamiento (véase la figura 4-14). El exponente n determina la forma de la curva. Obsérvese que la ecuación 4-23 está expresada en forma adimensional, lo cual constituye un método conveniente en el análisis general. Una de las ventajas importantes de la ecuación 4-23 es el hecho de ser una función matemática continua. Por ejemplo, un *módulo elástico instantáneo* (o *módulo tangencial* o "tangente"), E_t , definido por

$$E_t = \frac{d\sigma}{d\epsilon} \quad (4-24)$$

se puede determinar fácil y concretamente.

Los diagramas esfuerzo-deformación al corte se obtienen también a partir de experimentos con diversos materiales y son susceptibles de idealizaciones análogas a las de la figura 4-18. Como se verá claramente después del estudio del capítulo 5, tales experimentos se realizan mejor con tubos de pared delgada que se someten a un momento de torsión controlado. Excepto para la ley de Hooke, las generalizaciones de relaciones entre esfuerzo y deformación para estados de esfuerzo y deformación biaxiales y triaxiales son problemas muy difíciles y complejos. Queda mucho por establecer en esta desafiante área de la mecánica. Información adicional acerca de la fluencia y fractura de materiales en estados de esfuerzo complejos se presenta en el capítulo 9.

4-16. MATERIALES LINEALMENTE VISCOELÁSTICOS

En el examen anterior de las relaciones entre esfuerzo y deformación se supone tácitamente que los materiales no son viscosos, es decir, que no presentan fenómenos de flujo dependientes del tiempo. Sin

embargo, los pavimentos asfálticos, los propulsores sólidos para motores tipo cohete, los plásticos de alto polímero y el concreto, así como elementos de máquinas a elevadas temperaturas, se deforman gradualmente por la acción de un esfuerzo, y tales deformaciones, en general, no desaparecen completamente. Algunas nociones elementales de este problema se tratarán a continuación para el estado de esfuerzo uniaxial. Una investigación más completa pertenece a la reología.*

En el caso de materiales elásticos se dice que el esfuerzo es sólo una función de la deformación. Por el contrario, tratándose de materiales viscosos, el esfuerzo no depende únicamente de la deformación, sino también de la rapidez con que se produce ésta. Lo anterior se puede aclarar al examinar los modelos conceptuales de la figura 4-19. En un resorte linealmente elástico el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación. Para un elemento provisto de un amortiguador hidráulico con un líquido viscoso en éste, cuanto mayor sea la rapidez de deformación, mayor será el esfuerzo para mantener el movimiento de la fuerza aplicada. Para abreviar, la rapidez de deformación (o sea la derivada de la deformación con respecto al tiempo) se representa por una $\dot{\epsilon}$ con un punto encima.

Según lo expresado anteriormente para un material elástico $\sigma = \sigma(\epsilon)$; pero en el caso de un material viscoelástico, como el esfuerzo es función tanto de la deformación como de la rapidez de deformación, $\sigma = \sigma(\epsilon, \dot{\epsilon})$. La relación más simple entre estas cantidades se puede expresar como

$$\sigma = E\epsilon + \eta\dot{\epsilon} \quad (4-25)$$

donde la constante η es el *coeficiente de viscosidad*. El último término relaciona linealmente el esfuerzo con la rapidez de deformación, como se indica en la figura 4-19(b). Si este término es cero, se tiene la ley de Hooke ordinaria. El comportamiento de un material descrito por la ecuación 4-25 está asociado a los nombres de Voigt y Kelvin,** quienes lo utilizaron por primera vez en el análisis de materiales viscoelásticos. Por esta razón, el material idealizado correspondiente a la ecuación 4-25 se denomina *sólido de Voigt-Kelvin*.

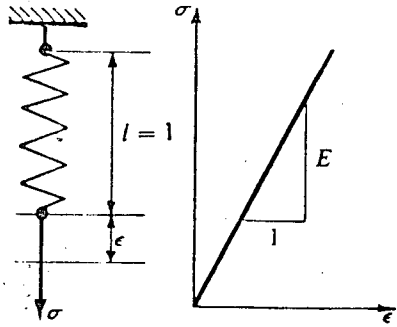
Aunque en verdad no es esencial, conviene introducir un modelo conceptual para aclarar el significado de la ecuación 4-25. Tal modelo se obtiene colocando un resorte y un amortiguador hidráulico en paralelo, como se indica en la figura 4-19(c). A medida que se aplica el esfuerzo σ , la misma deformación se induce en el resorte y en el amortiguador, es

*W. Ramberg y W. R. Osgood, *Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters*, National Advisory Committee on Aeronautics, TN 902, 1943.

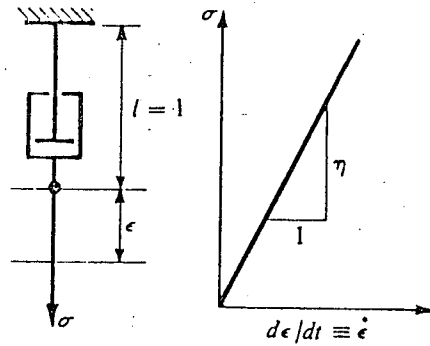
**El coeficiente $\frac{3}{7}$ se ha elegido algo arbitrariamente; diferentes valores se han utilizado en algunas investigaciones.

*Véase, por ejemplo, F. R. Eirich, director editorial, *Rheology* (Nueva York: Academic Press, Inc., 1956).

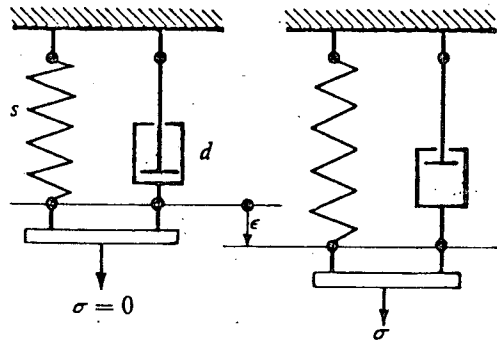
**W. Voigt (1850-1919), físico teórico, enseñó en la Universidad de Gotinga, Alemania. Lord Kelvin (William Thomson) (1824-1907) fue un físico británico.



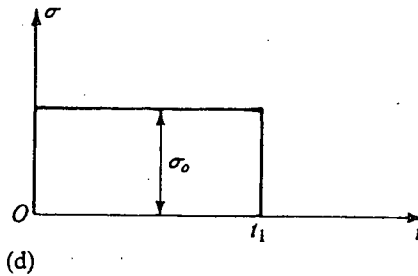
(a) Resorte hookeano



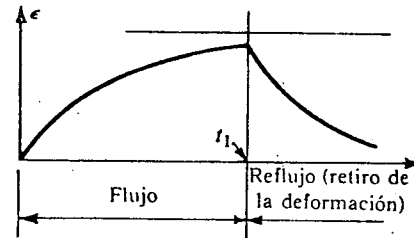
(b) Amortiguador newtoniano



(c) Modelo de dos elementos de un sólido de Voigt-Kelvin



(d)



(e) Gráficas de flujo plástico

Fig. 4-19. Modelos de respuesta de materiales.

decir, $\epsilon_d = \epsilon_s = \epsilon$, donde los subíndices designan el amortiguador (d) y el resorte (s), respectivamente. El esfuerzo total σ es la suma de σ_d y σ_s , o sea, $\sigma = \sigma_d + \sigma_s$. Utilizando la ley de Hooke y una relación lineal entre esfuerzo y rapidez de deformación para el líquido newtoniano, se obtiene la ecuación 4-25, que puede expresarse también por

$$\dot{\epsilon} + (E/\eta)\epsilon = \sigma/\eta \quad (4-25a)$$

EJEMPLO 4.4

Determinar el flujo plástico de un sólido de Voigt-Kelvin sometido a un esfuerzo constante σ_0 . Inicialmente el modelo no tiene deformación alguna.

Observando que el esfuerzo $\sigma = \sigma_0$ es constante, se puede demostrar que las soluciones homogénea y particular de la ecuación 4-25(a) dan

$$\epsilon = Ae^{-(E/\eta)t} + \sigma_0/E$$

donde A es una constante que se puede hallar por la condición de que $\epsilon(0) = 0 = A + \sigma_0/E$, es decir, $A = -\sigma_0/E$. Por tanto,

$$\epsilon = (1 - e^{-(E/\eta)t})(\sigma_0/E)$$

Con el transcurso del tiempo, la deformación se aproxima asintóticamente a la deformación máxima relacionada con el resorte elástico hasta que, por último, todo el esfuerzo que se aplica lo soporta el resorte y el amortiguador queda inactivo. Si el esfuerzo se suprime un poco antes, como se indica en la figura 4-19(d), ocurre una reducción asintótica de la deformación, Fig. 4-19(e).

La solución anterior muestra que un material de Voigt-Kelvin presenta una respuesta elástica retardada; por esta razón se denomina material *anelástico*. Su comportamiento puede asemejarse al de una esponja elástica llena de un líquido viscoso, en la que finalmente toda la carga que se aplica la soporta el núcleo elástico. Con base en evidencia experimental se sabe que tal comportamiento no es muy típico de la mayoría de los materiales. Se puede formular otra combinación lineal de esfuerzo, rapidez de esfuerzo y rapidez de deformación que sea más representativa.

Asignando a un cuerpo una respuesta elástica instantánea, así como un desplazamiento dependiente del tiempo, se puede obtener una aproximación razonable al comportamiento de muchos materiales viscoelásticos. El modelo más sencillo con tales propiedades se puede visualizar como una combinación en serie de un resorte lineal y un amortiguador hidráulico lineal, según se ve en la figura 4-20. Un material de este tipo se llama *sólido de Maxwell**. En el modelo de la figura 4-20(a), si se aplica un esfuerzo σ , el esfuerzo en el amortiguador (d) será el mismo que en el resorte (s), es decir, $\sigma_d = \sigma_s = \sigma$. Sin embargo, como cada elemento del modelo contribuye a la deformación total, $\epsilon = \epsilon_s + \epsilon_d$, donde los subíndices indican como antes el resorte (s) y el amortiguador (d). La relación de las deformaciones debe derivarse con respecto al tiempo, puesto que para materiales viscosos sólo se conoce la relación entre rapidez de esfuerzo y rapidez de deformación. En cambio, tratándose de materiales elásticos con E constante, al derivar la ecuación de la ley de Hooke con respecto al tiempo se tiene $\dot{\epsilon} = \dot{\sigma}/E$. Entonces,

*James Clerk Maxwell (1831-79), famoso físico británico, realizó varias contribuciones importantes a la mecánica de sólidos.

EJEMPLO 4-5

sumando las rapidezces de deformación para los dos elementos y simplificando, se obtiene la ecuación diferencial básica para la respuesta del sólido de Maxwell:

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_s + \dot{\epsilon}_d = \dot{\sigma}/E + \sigma/\eta \quad \text{o} \quad \dot{\sigma} + (E/\eta)\sigma = E\dot{\epsilon} \quad (4-26)$$

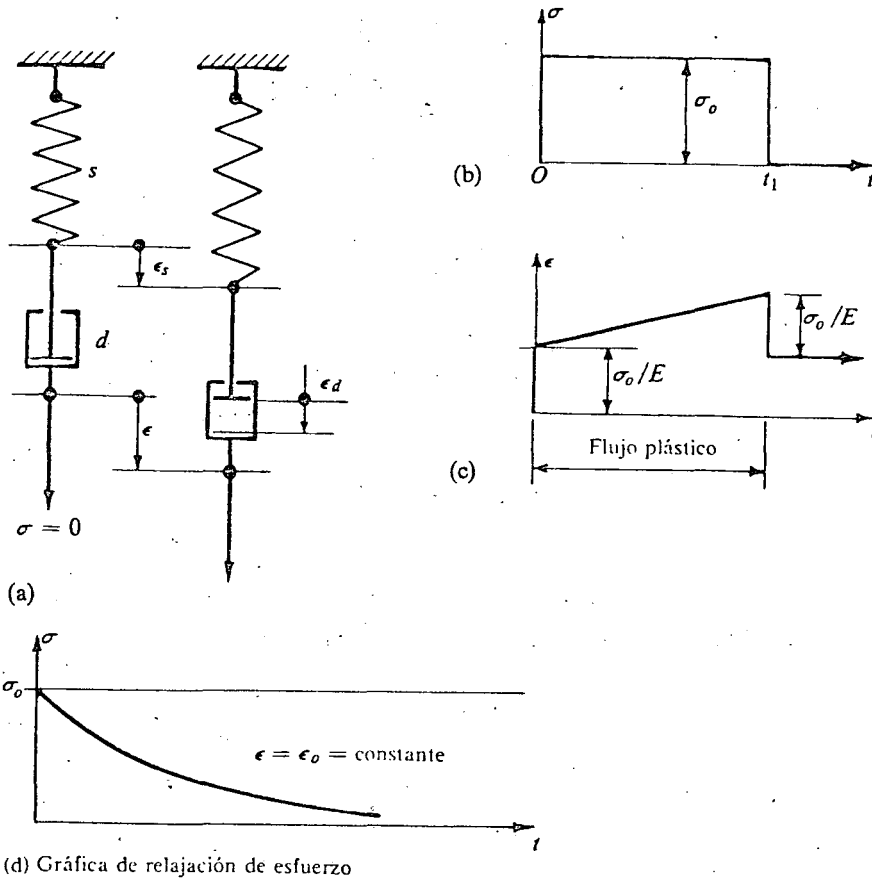


Fig. 4-20. Modelo de dos elementos de un sólido de Maxwell.

Para el sólido de Maxwell en estado de esfuerzo cortante puro se aplica una expresión análoga:

$$\dot{\gamma} = \dot{\tau}/G + \tau/\bar{\eta} \quad (4-26a)$$

donde, como antes, los puntos sobre las letras representan las derivadas con respecto al tiempo de las magnitudes y $\bar{\eta}$ es el *coeficiente de viscosidad al corte*.

Un sólido de Maxwell está sometido a la carga escalonada que se indica en la figura 4-20(b); es decir, un esfuerzo constante σ_0 actúa durante un intervalo de tiempo $0 < t < t_1$. Determine su respuesta de deformación.

SOLUCION

En este caso el esfuerzo que se aplica σ no varía en el tiempo, y así $\dot{\sigma} = 0$. En el tiempo $t = 0$ ocurre una deformación elástica instantánea $\epsilon_0 = \sigma_0/E$, que es la constante de integración inicial. Al desaparecer el esfuerzo, esta deformación por completo. Con esta base, utilizando la ecuación 4-26.

$$\frac{d\epsilon}{dt} = \frac{\sigma_0}{\eta} \quad \text{o} \quad \epsilon = \frac{\sigma_0}{\eta} t + C_1 \quad \text{y} \quad \epsilon = \frac{\sigma_0}{E} + \frac{\sigma_0}{\eta} t$$

Esta relación se aplica en el intervalo $0 < t < t_1$. En $t = t_1$ la deformación σ_0/E vuelve otra vez y $(\sigma_0/\eta)t_1$ es la *deformación permanente o residual*. Estos resultados se indican en la figura 4-20(c). La solución ejemplifica un problema elemental de flujo plástico.

EJEMPLO 4-6

Si un sólido de Maxwell se deforma inicialmente en una cantidad ϵ_0 , originando un esfuerzo inicial σ_0 , y se mantiene la deformación ϵ_0 , ¿cómo varía el esfuerzo en el tiempo?

SOLUCION

En este caso la rapidez de deformación $\dot{\epsilon} = 0$, puesto que no se admite cambio alguno en la deformación. Este hecho simplifica la ecuación 4-26. Para determinar la constante de integración, se observa que a $t = 0$ el esfuerzo es σ_0 . Por tanto, la ecuación diferencial que gobierna es

$$\frac{d\sigma}{dt} + \frac{E}{\eta}\sigma = 0$$

Resolviendo esta ecuación con una constante de integración A ,

$$\sigma = Ae^{-(E/\eta)t}, \quad \text{y como} \quad \sigma(0) = \sigma_0, \quad \sigma = \sigma_0 e^{-(E/\eta)t}$$

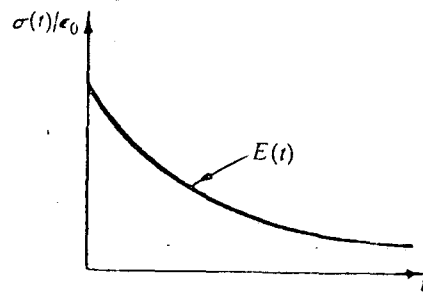
Este resultado se presenta gráficamente en la figura 4-20(d). Es interesante observar cómo disminuye en forma gradual el esfuerzo con el transcurso del tiempo, tendiendo asintóticamente hacia cero. Esta situación es característica de un perno esforzado inicialmente a alta temperatura y que sujeta de manera rígida dos bridas o partes de un elemento de máquina o de un tirante en una viga de concreto presforzado. A medida que el material fluye plásticamente, ocurre la relajación del esfuerzo. Por este motivo, un material de Maxwell a veces se llama *material relajante*. Este problema es de gran importancia práctica en muchas aplicaciones.

Los procedimientos que antes se citan se pueden generalizar para muchos materiales más. Una combinación en serie de los modelos de Maxwell y de Voigt-Kelvin establece el modelo básico, el *sólido estándar*, para estudiar materiales linealmente viscoelásticos. Otras combinaciones de resortes y amortiguadores hidráulicos con constantes diferentes se han utilizado eficazmente para representar altos polímeros, fibras, concreto, etc. Se han logrado también extensiones a problemas tridimensionales.* La extensión de la teoría a materiales no linealmente viscoelásticos se prosigue activamente.

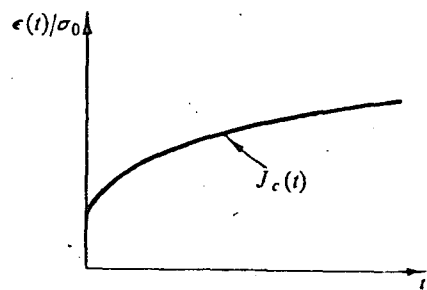
Desde un punto de vista fenomenológico, para el caso de materiales reales las gráficas de relajación y flujo plástico se deben considerar propiedades fundamentales de un material dado y determinarse experimentalmente. En un experimento de relajación se mantiene una deformación constante ϵ_0 y se determina el esfuerzo correspondiente $\sigma(t)$. Dividiendo $\sigma(t)$ entre ϵ_0 se obtiene el *módulo de relajación* $E(t)$. Una gráfica cualitativa para tal experimento se muestra en la figura 4-21 (a). Si datos de varios experimentos de relajación efectuados a diferentes deformaciones constantes, ϵ_0 , dan el mismo módulo de relajación $E(t)$, el material es *linealmente viscoelástico*.

En un experimento de flujo plástico se mantiene un esfuerzo constante σ_0 y se obtiene la deformación $\epsilon(t)$ correspondiente. Dividiendo $\epsilon(t)$ entre σ_0 , se halla la *deformabilidad al flujo plástico* $J_c(t)$.** Una función típica de $J_c(t)$ se indica en la figura 4-21(b). También en este caso, si coinciden las gráficas de deformabilidad al flujo plástico para varios experimentos realizados a diferentes niveles de esfuerzo, el material viscoelástico es *lineal*. Dicho de otra manera, para materiales viscoelásticos lineales a un esfuerzo σ_0 o una deformación ϵ_0 constantes, se tiene que

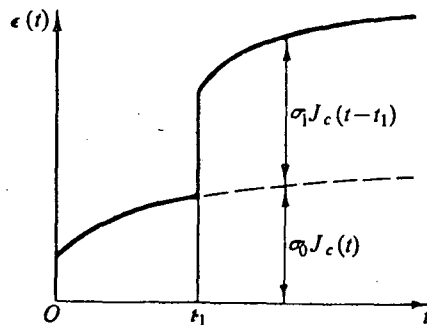
$$\epsilon(t) = \sigma_0 J_c(t) \quad \text{y} \quad \sigma(t) = \epsilon_0 E(t) \quad (4-27)$$



(a) Módulo de relajación



(b) Función de deformabilidad al flujo plástico



(c) Superposición de deformaciones según el principio de Boltzman

Fig. 4-21. Comportamiento típico de materiales viscoelásticos.

Para la aplicación de las ecuaciones anteriores es importante observar el principio de superposición de Boltzmann,* que es válido para cierto número de materiales. El principio asevera que la deformación en un tiempo dado es la suma de las deformaciones causadas por las cargas que se aplican independientemente con su respectiva duración. Por ejemplo, si, como se indica en la figura 4-21(c), un esfuerzo σ_0 se aplica cuando $t = 0$, la deformación en un tiempo $t > 0$ será $\sigma_0 J_c(t)$. Entonces, si en el tiempo t_1 se añade otro esfuerzo σ_1 para $t > t_1$ la deformación adicional será $\sigma_1 J_c(t - t_1)$. Para la segunda aplicación de carga se emplea la misma función de deformabilidad al flujo plástico, pero su origen se mueve a t_1 . En general

$$\epsilon(t) = \sigma_0 J_c(t) + \sigma_1 J_c(t - t_1) + \sigma_2 J_c(t - t_2) + \dots \quad (4-27a)$$

También se aplica el principio de Boltzmann si una sucesión de deformaciones se aplica a un material. Para tal caso la relación análoga de la ecuación 4-27a es**

$$\sigma(t) = \epsilon_0 E(t) + \epsilon_1 E(t - t_1) + \epsilon_2 E(t - t_2) + \dots \quad (4-27b)$$

Relaciones análogas a las ecuaciones 4-27a y b se pueden escribir para materiales viscoelásticos lineales en esfuerzo cortante puro.

Las constantes de un material para flujo plástico y relajación son afectadas notablemente por la temperatura. A este respecto, es útil examinar los diagramas*** esfuerzo-deformación determinados experimentalmente para el aluminio que se muestran en la figura 4-22. (Los números entre paréntesis indican las rapidez de deformación medidas en centímetros por centímetro y por segundo.) En este caso se pueden ver claramente los efectos pronunciados de la rapidez de deformación y de la temperatura en el comportamiento mecánico de este material. Conclusiones para materiales viscoelásticos basadas en ensayos de corta duración a cierta temperatura pueden causar bastante confusión.

*L. Boltzmann (1844-1906) fue un distinguido físico, conocido particularmente por sus investigaciones en la teoría cinética de los gases, en la mecánica cuántica y en la mecánica estadística. Enseñó en Graz y Viena, Austria, y en Leipzig y Munich, Alemania.

**Si ocurre un cambio continuo en $\epsilon(t)$, la ecuación 4-27b puede escribirse en la forma de una integral de Duhamel como

$$\sigma(t) = \int_{-\infty}^t E(t-t') \frac{d\epsilon}{dt'} dt'$$

Una expresión análoga se aplica también a $\epsilon(t)$:

$$\epsilon(t) = \int_{-\infty}^t J_c(t-t') \frac{d\sigma}{dt'} dt'$$

***K. G. Hoge, "Influence of Strain Rate on Mechanical Properties of 6061-T6 Aluminum Under Uniaxial and Biaxial States of Stress". *Experimental Mechanics*, 6, No. 10 (abril 1966), pág. 204.

*Bland, D. R., *The Theory of Linear Viscoelasticity* (Long Island City, N. Y.:

Pergamon Press, Inc., 1960), pág. 19.

**En *Creep Compliance* (N. de T.)

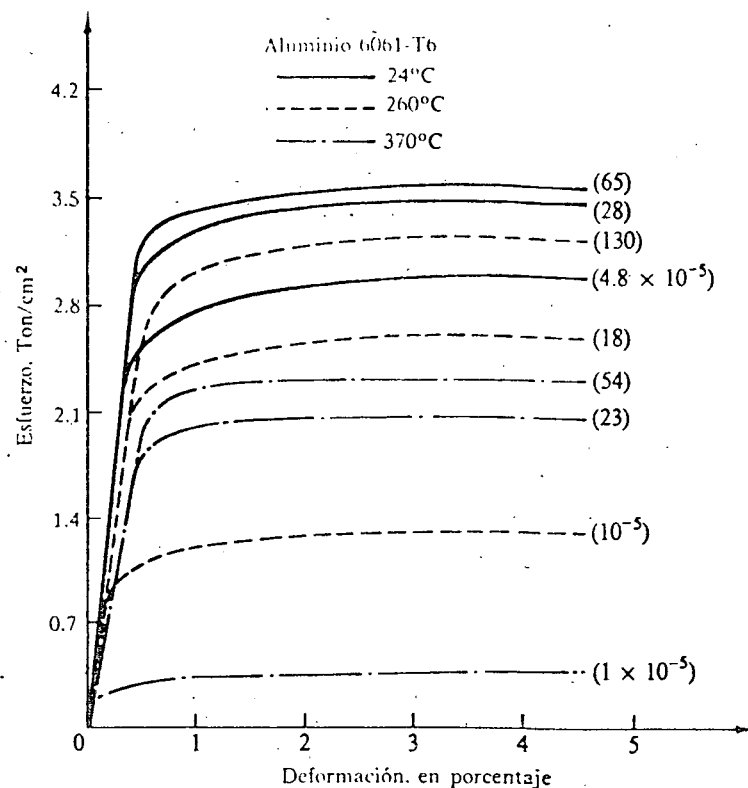
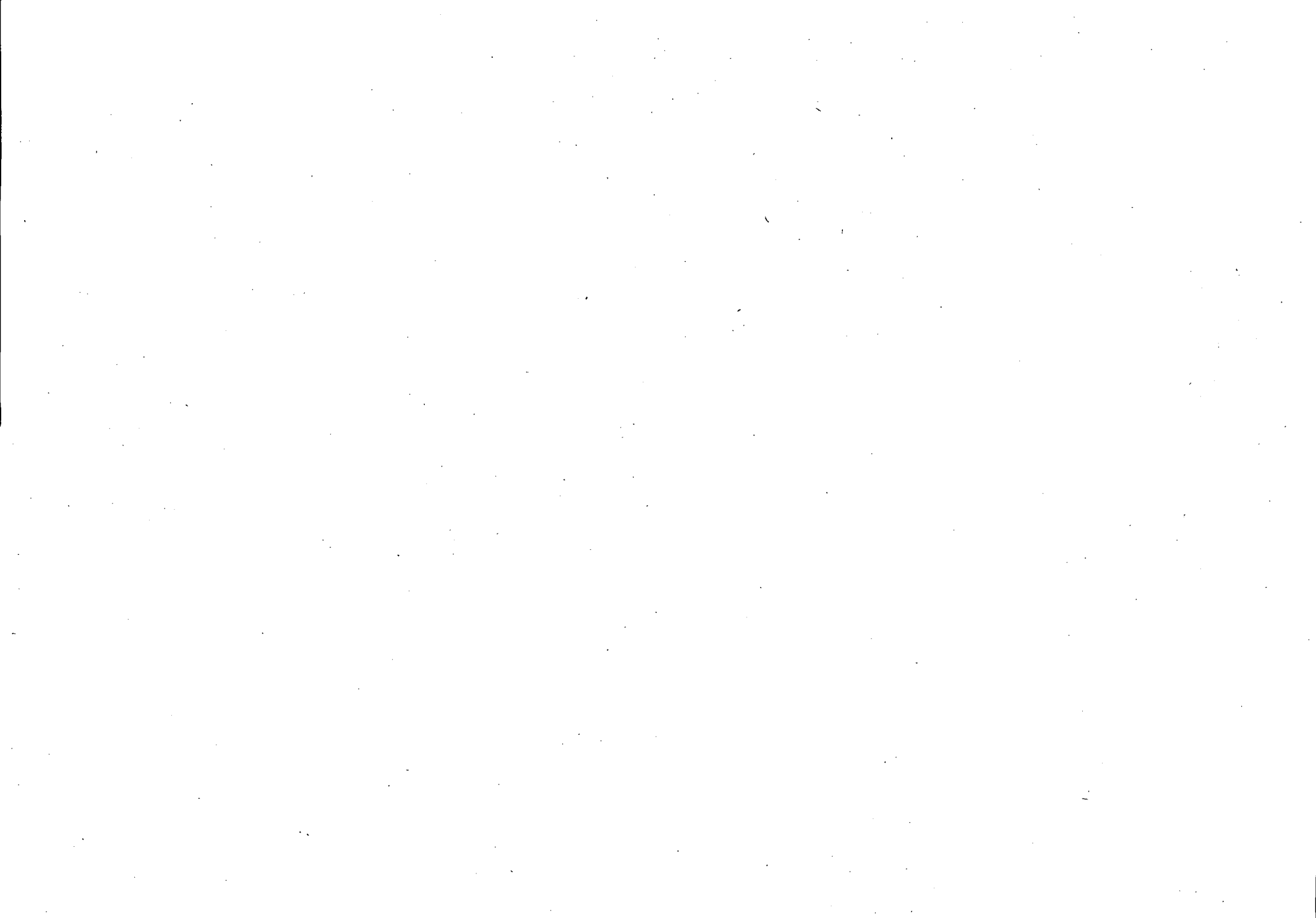


Fig. 4-22. Efecto de la rapidez de deformación y la temperatura en las curvas esfuerzo-deformación para aluminio 6061-T6.

PARTE D DEFORMACION DE MIEMBROS CARGADOS AXIALMENTE

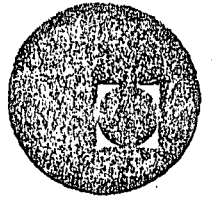
4-17. DEFORMACIONES EN MIEMBROS CARGADOS AXIALMENTE

El método para determinar las deformaciones longitudinales de miembros cargados axialmente se basa en los procedimientos y ecuaciones estudiados con anterioridad. Para formular este problema en términos generales, considérese la barra cargada axialmente de la figura 4-23(a). En esta barra el área transversal varía a lo largo de su longitud, y fuerzas de diversas magnitudes se aplican en varios puntos. Supóngase ahora que en este problema se busca el cambio de longitud de la barra entre dos puntos *A* y *B*, causado por la fuerza aplicada. La cantidad por determinar es la suma (o acumulación) de las deformaciones que ocurren en elementos infinitesimales de longitud de la barra. Por tanto, si se formula la cantidad de deformación que ocurre en un elemento arbitra-





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



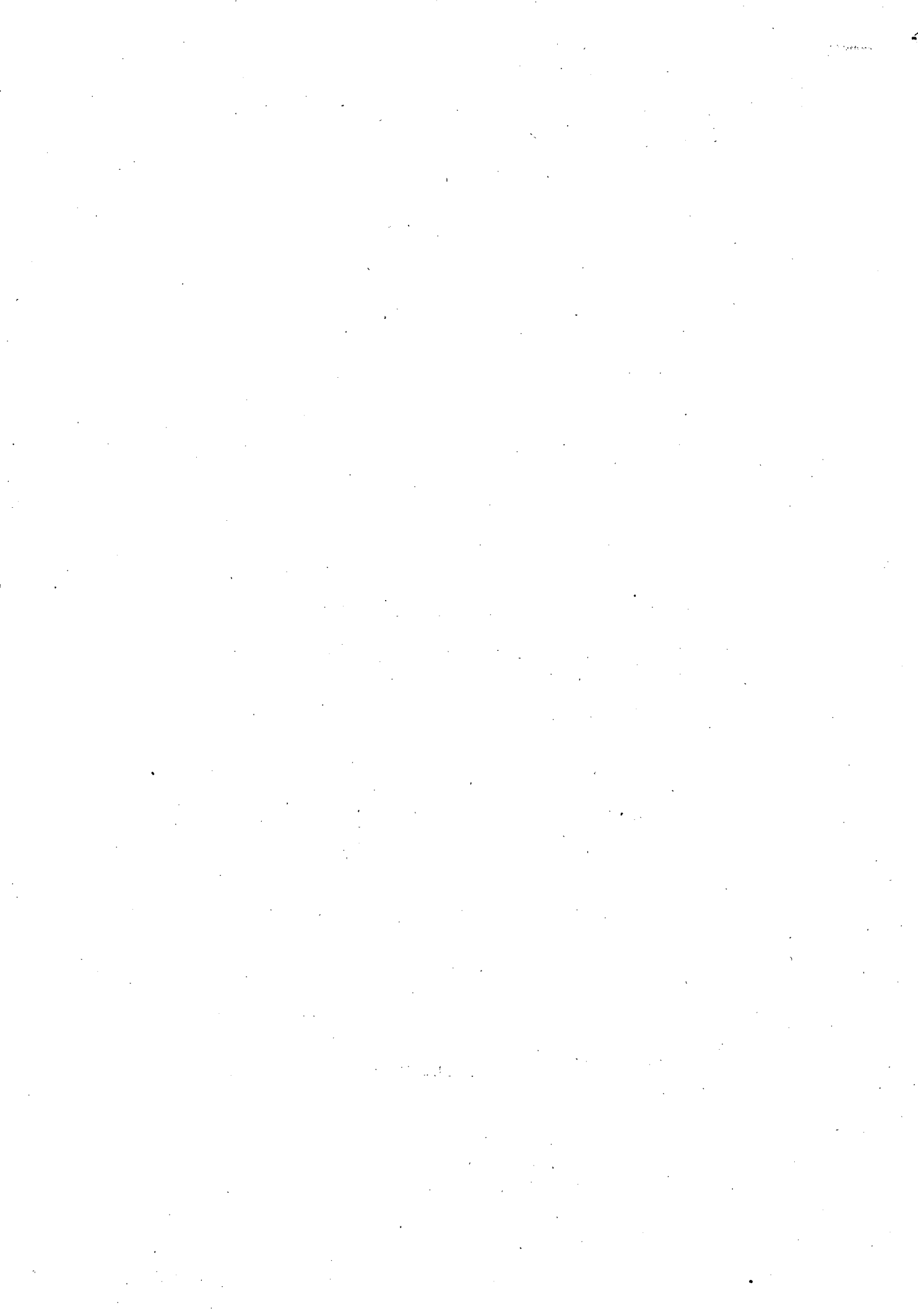
INGENIERIA DE CIMENTACIONES

EJEMPLOS PRACTICOS.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA
LA AMPLIACION DE LA PLANTA BOTEMEX,
S.A. UBICADA EN TULPETLAC, MUNICIPIO
DE ECATEPEC, ESTADO DE MEXICO.

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.



BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X₁

CONTENIDO

	Página
1 ANTECEDENTES	2
2 TRABAJOS DE CAMPO	2
3 PRUEBAS DE LABORATORIO	2
4 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES	3
5 CAPACIDAD DE CARGA DEL SUBSUELO	3
6 CIMENTACION DE COLUMNAS	5
6.1 Descarga debida a la excavación	5
6.2 Esfuerzo neto en $D_f = 2.5m$	5
7 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION	6
7.1 Asentamientos de los puntos a, b y c	6
8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	8
9 REFERENCIAS	9
10 LISTA DE FIGURAS	11

X₂

V

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

XI

1 ANTECEDENTES

EMPACADORA DE FRUTAS Y JUGOS, S.A., solicitó a BALLESTEROS, S.A. el estudio de Mecánica de Suelos y selección del tipo de cimentación para la ampliación de su nueva planta BOTEMEX, S.A. ubicada en Tulpetlac, Municipio de Ecatepec Edo. de México. Para lo cual proporcionó la ubicación de el area de ampliación. Perfiles de asentamientos en los ejes B y C de abril de 1975, y planos de cimentación existente.

2 TRABAJOS DE CAMPO

Se efectuaron cuatro sondeos mixtos, su localización en planta se indica en la figura 1, se llevaron a profundidades de 20.00 y 33.00 metros, y se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas.

3 PRUEBAS DE LABORATORIO

A todas las muestras se les efectuaron pruebas de clasificación al tacto en estado húmedo y seco, y de contenido natural de agua w . También en muestras representativas de cada estrato se efectuaron pruebas complementarias de clasificación; límite líquido w_L y límite plástico w_p , con el objeto de reclasificar al suelo de acuerdo al sistema unificado de clasificación (SUCS), (Ref. 1, Pag. 36-45). Los resultados, se muestran en

X₂

V las Figuras 2,3,4 y 5

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

3

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X1

En las muestras inalteradas se efectuaron pruebas de: Compresión simple, con el objeto de conocer la resistencia al esfuerzo cortante. Gravedad específica de los sólidos, para estimar el peso propio del subsuelo p_0 , y la relación inicial de vacíos e_0 . Consolidación para estimar los asentamientos a largo plazo. Los resultados de consolidación se muestran en las Figuras 6, 7 y 8.

4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

Las columnas estratigráficas se muestran en las Figuras 2, 3, 4 y 5 y los perfiles estratigráficas a través de los sondeos SM-1 y SM-2 y SM-2, SM-3 y SM-4 se indican en las figuras 9 y 10. Su localización en planta se muestra en la Figura 1.

El nivel freático se localizó a -15.00 m, se considera consistente con el del gran canal que pasa a 500.00 m. del lugar.

El primer estrato resistente se encontró a 32.00 m formado por una arena limosa en estado muy denso, solo se penetraron dos metros en el y se obtuvo una muestra a la cual se le partió una prueba de compresión triaxial.

5. CAPACIDAD DE CARGA DEL SUBSUELO.

La carga de falla del subsuelo viene dada por (Ref. 1 Pag. 223)

$$q_{ds} = 1.2 N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (5.1)$$

X2

V

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X₁

donde:

q_{ds} = carga de falla del subsuelo en ton/m^2

c = cohesión del subsuelo en ton/m^2

D_f = Profundidad de desplante en metros

B = Ancho de la cimentación en metros

N_c , N_q y N_γ ; son factores de capacidad de carga.

De las pruebas de laboratorio se tiene:

$$c = \frac{q_u}{2} = \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = \frac{e_0 \gamma_w + \gamma_s}{1 + e_0} = \frac{7.41 + 2.2}{1 + 7.41} = 1.30 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad (5.2)$$

$$D_f < 1.0 \text{ m} \quad (\text{De Ref 1}).$$

Para $\phi = 0$ se obtiene, $N_c = 5.14$, $N_q = 1$, y $N_\gamma = 0$

Substituyendo (5.2) en (5.1) se obtiene

$$q_{ds} = 1.2(1.25)(5.14) + 1.3(1.0)(1) = 9.01 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (5.3)$$

La carga de trabajo para un factor de seguridad de 3 será

$$q_w = \frac{q_{ds}}{3} = \frac{9.01}{3} = 3.00 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (5.4)$$

X₂

V

6. CIMENTACION DE COLUMNAS

La cimentación más adecuada sería a base de cajones rígidos de cimentación en líneas de 40.00 x 40.00 m. como se indica en la Figura 13.

6.1 Descarga debida a la excavación

$$\gamma D_f = 1.3 \times 2.5 = 3.26 \text{ ton/m}^2 \quad (6.1.1)$$

6.2 Esfuerzo neto en $D_f = 2.5$ m.

Peso losa de cimentación

$$10 \times 2.00 \times .2 \times 2.4 = 9.60 \text{ ton}$$

Peso losa de piso:

$$10 \times 2.00 \times .15 \times 2.4 = 7.20 \text{ ton}$$

Peso diafragma bajo columna:

$$0.4 \times 1.6 \times 2.15 \times 2.4 = 3.30 \text{ ton}$$

Sobre carga en losa de piso:

$$2.00 \times 10.00 \times .3 = 6.60 \text{ ton}$$

$$\underline{40.00 \text{ ton}}$$

$$\text{Carga total } 66.10 \text{ ton}$$

$$\Delta p = \text{esfuerzo total} = \frac{66.10}{10.00 \times 2.00} = 3.31 \text{ ton/m}^2$$

$$X_2 \quad \text{Esfuerzo neto} = \Delta p - \gamma D_f = 3.31 - 3.26 = 0.05 \text{ ton/m}^2.$$

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X₁

La cimentación prácticamente quedaría totalmente compensada.

7. ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION

Considerando una sobre carga en el area construida de 3 ton/m^2 , en la Fig. 16 se muestra la variación con la profundidad del peso propio del terreno p_o , y los incrementos de esfuerzo en los puntos a b y c debido a la sobrecarga de 3 ton/m^2 , y en la Fig. 17 los coeficientes de influencia correspondientes.

El asentamiento S para arcillas normalmente cargadas viene dado por (Ref. 9.1 Pag. 72)

$$S = H \frac{C_c}{1 + e_o} \text{Log}_{10} \frac{p_o + \Delta\sigma_z}{p_o} \quad (7.1)$$

donde:

S = asentamiento del estrato de arcilla

H = espesor del estrato de arcilla

C_c = indice de compresión

e_o = relación inicial de vacios

p_o = presión de peso propio del terreno

$\Delta\sigma_z$ = incremento de presión debida al incremento de carga

7.1 Asentamientos de los puntos a b y c

De las figuras 2,4,5,6,7,8 y 16 y de la fórmula (7.1) se tiene

X₂

V lo siguiente:

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

7

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X₁

Para el punto a

$$S_{1a} = 8.5 \frac{3.33}{1+4.33} \log_{10} \frac{17+3}{17} = 0.37 \text{ m}$$

$$S_{2a} = 5.3 \frac{3.33}{1+4.33} \log_{10} \frac{25+3}{25} = 0.16 \text{ m}$$

$$S_{3a} = 5.4 \frac{1.71}{1+2.63} \log_{10} \frac{30+3}{3} = 0.11 \text{ m}$$

$$S_{4a} = 4.2 \frac{1.98}{1+1.98} \log_{10} \frac{35+3}{35} = 0.10 \text{ m}$$

$$S_a = 0.74 \text{ m}$$

(7.1.1)

Para el punto b

$$S_{1b} = 8.5 \frac{3.33}{1+4.33} \log_{10} \frac{17+1.5}{17} = 0.20 \text{ m}$$

$$S_{2b} = 5.3 \frac{3.33}{1+4.33} \log_{10} \frac{25+1.5}{25} = 0.08 \text{ m}$$

$$S_{3b} = 5.4 \frac{1.71}{1+2.63} \log_{10} \frac{30+1.5}{30} = 0.05 \text{ m}$$

$$S_{4b} = 4.2 \frac{1.98}{1+1.98} \log_{10} \frac{35+1.5}{35} = 0.05 \text{ m}$$

$$S_b = 0.38 \text{ m}$$

(7.1.2)

X₂

V

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

8

X₁

Para el punto c

$$S_{1c} = 8.5 \frac{3.33}{1+4.33} \text{Log}_{10} \frac{17+.75}{17} = 0.10 \text{ m}$$

$$S_{2c} = 5.3 \frac{3.33}{1+4.33} \text{Log}_{10} \frac{25+.75}{25} = 0.04 \text{ "}$$

$$S_{3c} = 5.4 \frac{1.71}{1+2.63} \text{Log}_{10} \frac{30+.75}{30} = 0.03 \text{ "}$$

$$S_{4c} = 4.2 \frac{1.98}{1+1.98} \text{Log}_{10} \frac{35+.75}{35} = 0.03 \text{ "}$$

$$S_c = 0.20 \text{ m} \quad (7.1.3)$$

La cimentación por cajones continuos en retícula presentaría una rigidez muy grande y el asentamiento total tendrá un orden de magnitud de

$$S_T \leq \frac{S_a + S_b + S_c}{3}$$

Substituyendo (7.1.1), (7.1.2) y (7.1.3) en (7.1.4) se obtiene

$$S_T \leq \frac{0.74+0.38+0.20}{3} = 0.44 \text{ m} \quad (7.1.5)$$

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 La cimentación más adecuada debe ser a base de cajones de cimentación como se indica en la Fig. 13. esta practica-

X₂

V

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X₁

mente quedaría totalmente compensada.

- 8.2 El esfuerzo neto en el terreno para cimentaciones por superficie deberá ser menor o igual a 3 ton/m^2 .
- 8.3 Dejar preparación para pilotes de control, no es necesario usarlos. Su capacidad se indica en Fig. 19
- 8.4 Las juntas de construcción en la losa de piso se indican en la Fig. 13
- 8.5 La cimentación de la nueva estructura y el edificio actual deberán ser independientes

BALLESTEROS, S.A.
Ingenieros Consultores

Dr. Porfirio Ballesteros

9. Referencias

- 9.1 Terzaghi, Karl y Peck, Ralph B., "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley & Sons, Inc. 2a. edición, -1967.
- 9.2 Meyerhof, G.G., "Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils", J. Soil Mechanics, ASCE, 82 SM 1, Paper 866, 1956, pp. 1-19.
- 9.3 Schmertman, John H., "The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay", Transactions, ASCE, Vol. 120, 1955, pp. 1201-1233.

X₂

V

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

10

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

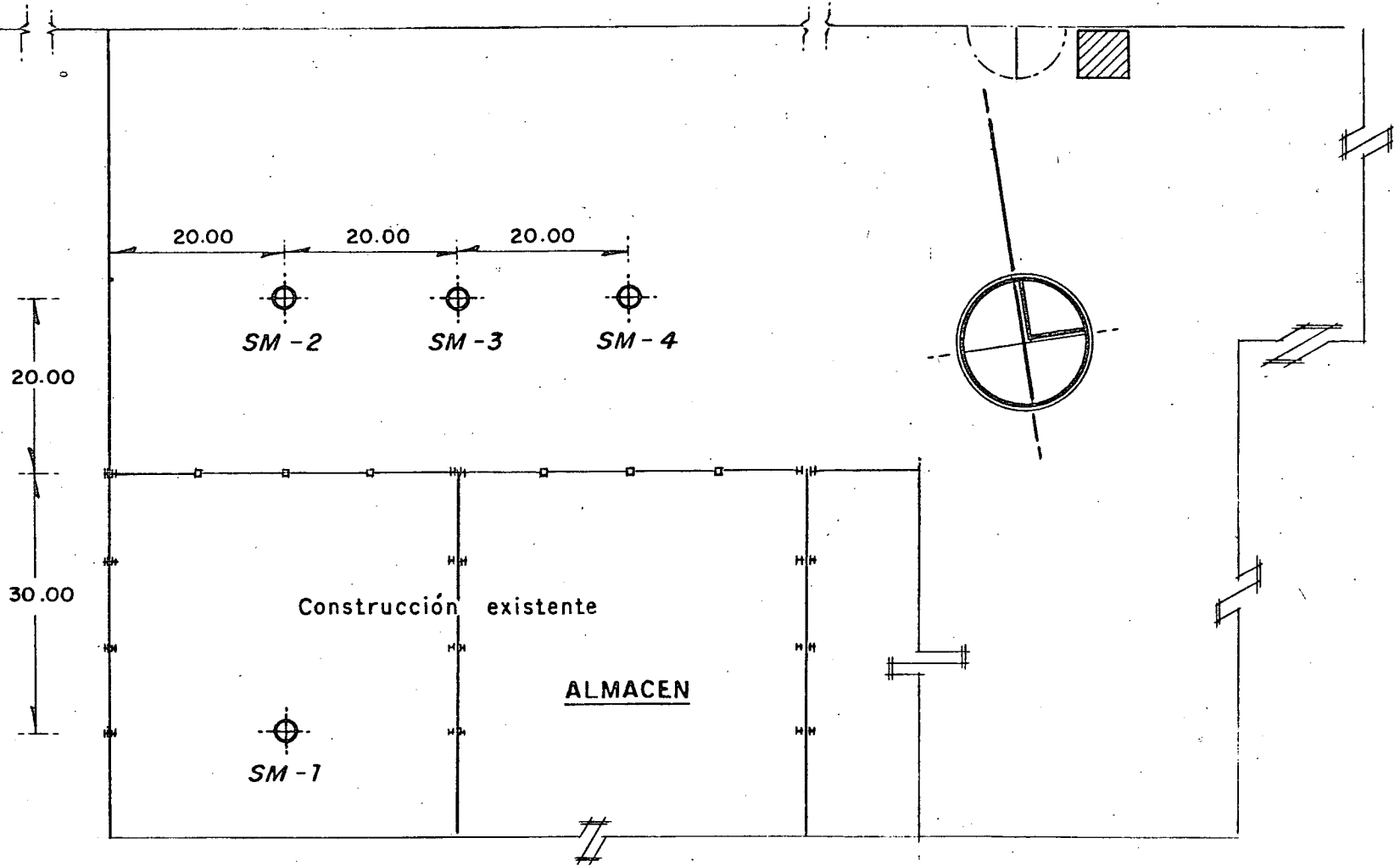
X₁

-
- 9.4 Boussinesq, J., "Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, "Paris, Gauthier-Villars, 1885.
- 9.5 Terzahi, K. "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley 1943.

X₂

PRIVADA CELANESE

CARRETERA A PACHUCA



F.F.C.C. MEXICO - VERACRUZ

NOTA : Acotaciones en metros

BALLESTEROS , S.A.
LOCALIZACION DE SONDEOS
OBRA ; BOTEMEX , DE C.V.
UBICACION : PRIV. CELANESE
Nº 94 TULPETLAC , EDO. DE MEXICO
Figura Nº 1

BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES.

No. 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39'88 12

OBRA : BUITEMEX, S.A. de C.V.
 LOCALIZACION : PRIVADA CELANESE # 94
 TULPETLAC, EDO. DE MEXICO
 TIPO DE SONDEO : SM-1
 NIVEL DE AGUAS FREATICAS : -15.00
 ELEVACION : 0.00
 FECHA : SEPTIEMBRE 2 DE 1978

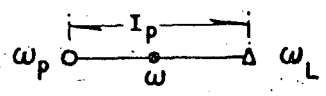
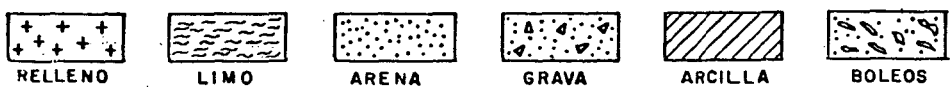
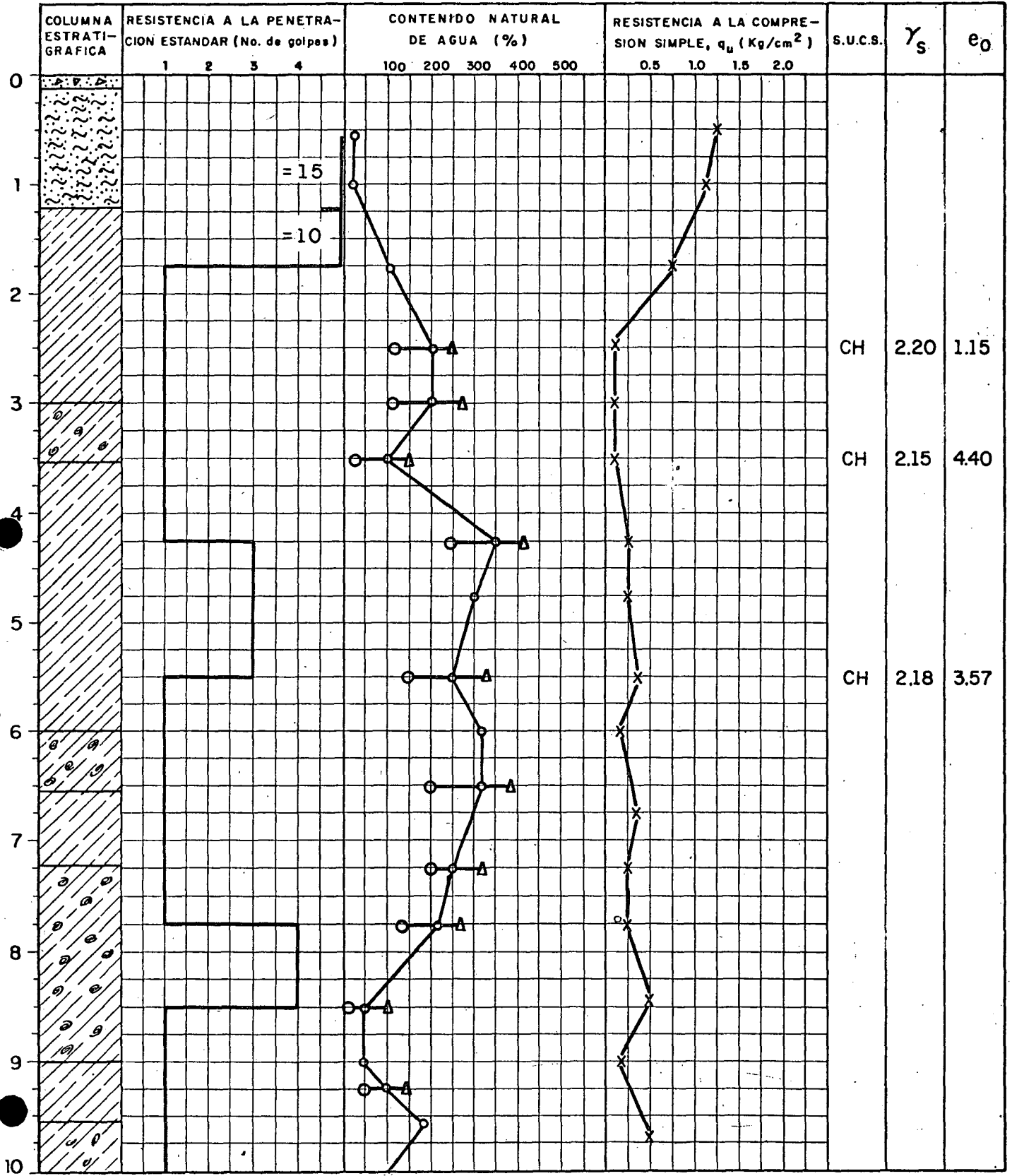


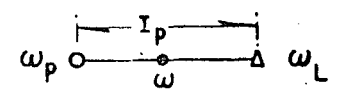
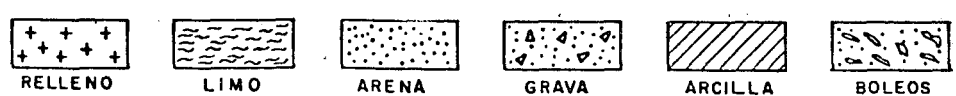
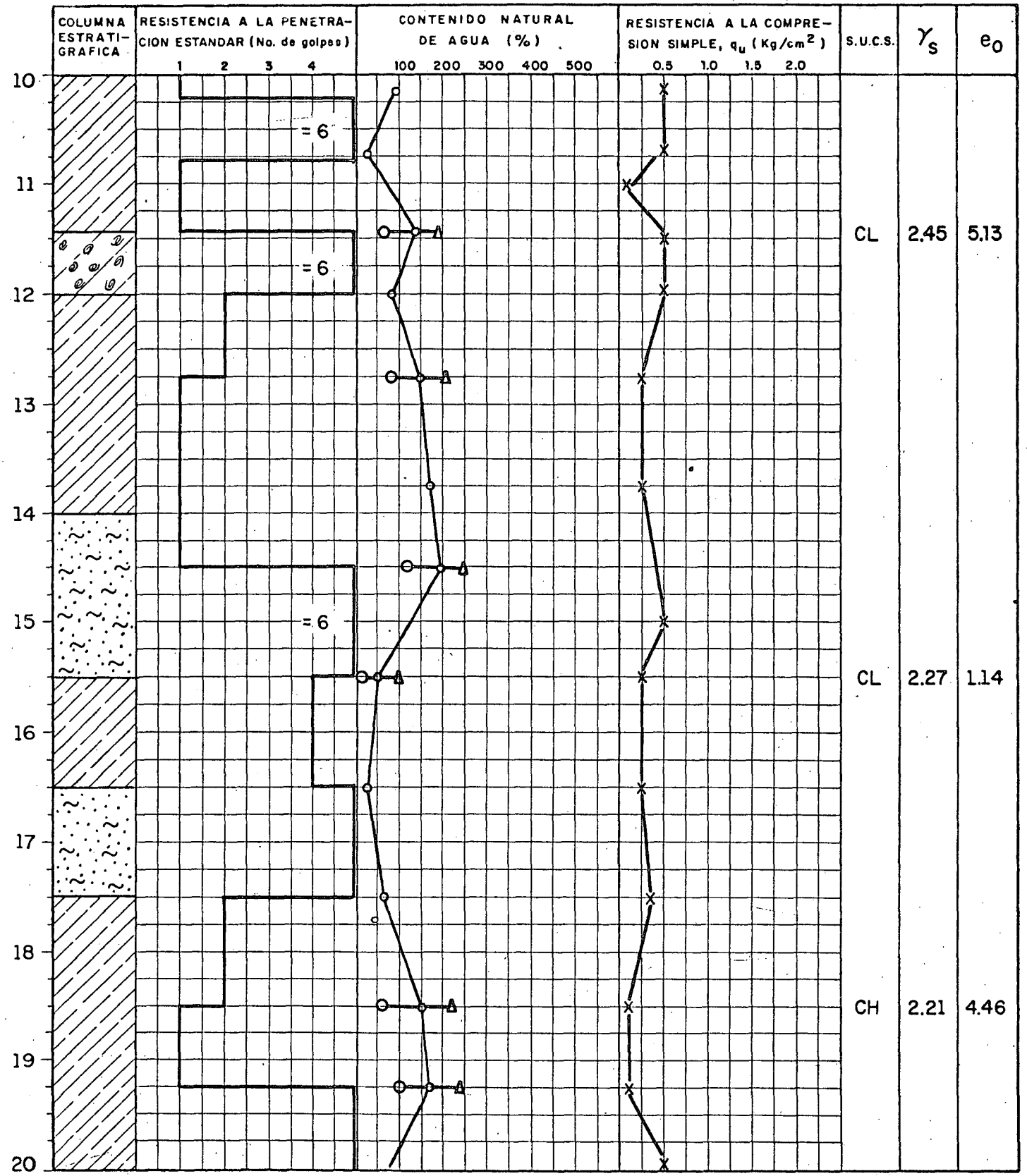
FIGURA No. 2

BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevado 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

OBRA : BOTEMEX, S.A. de C.V.
 LOCALIZACION : PRIVADA CELANESE # 94
 TULPETLAC, EDO. DE MEXICO
 TIPO DE SONDEO : SM - 1
 NIVEL DE AGUAS FREATICAS : -15.00 m
 ELEVACION : 0.00
 FECHA : SEPTIEMBRE 2 DE 1978



BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevado 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

OBRA : BUIEMEX, S.A. de C.V.
 LOCALIZACION : PRIVADA CELANESE #94
 TULPETLAC, EDO. DE MEXICO
 TIPO DE SONDEO : SM - 2
 NIVEL DE AGUAS FREATICAS : - 15.00 m
 ELEVACION : 0.00
 FECHA : SEPTIEMBRE 2 DE 1978

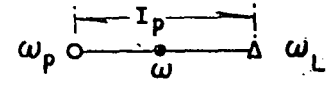
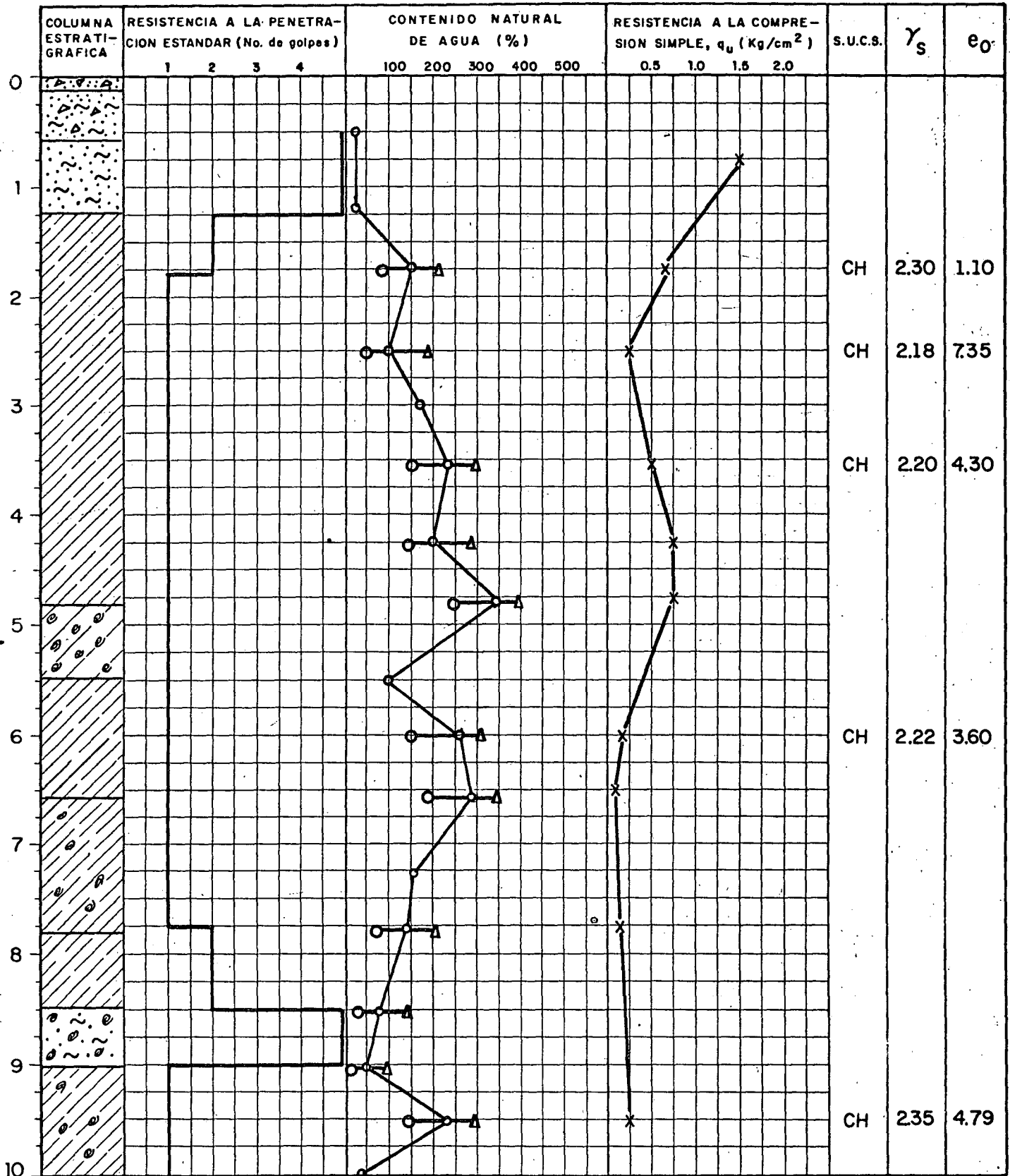


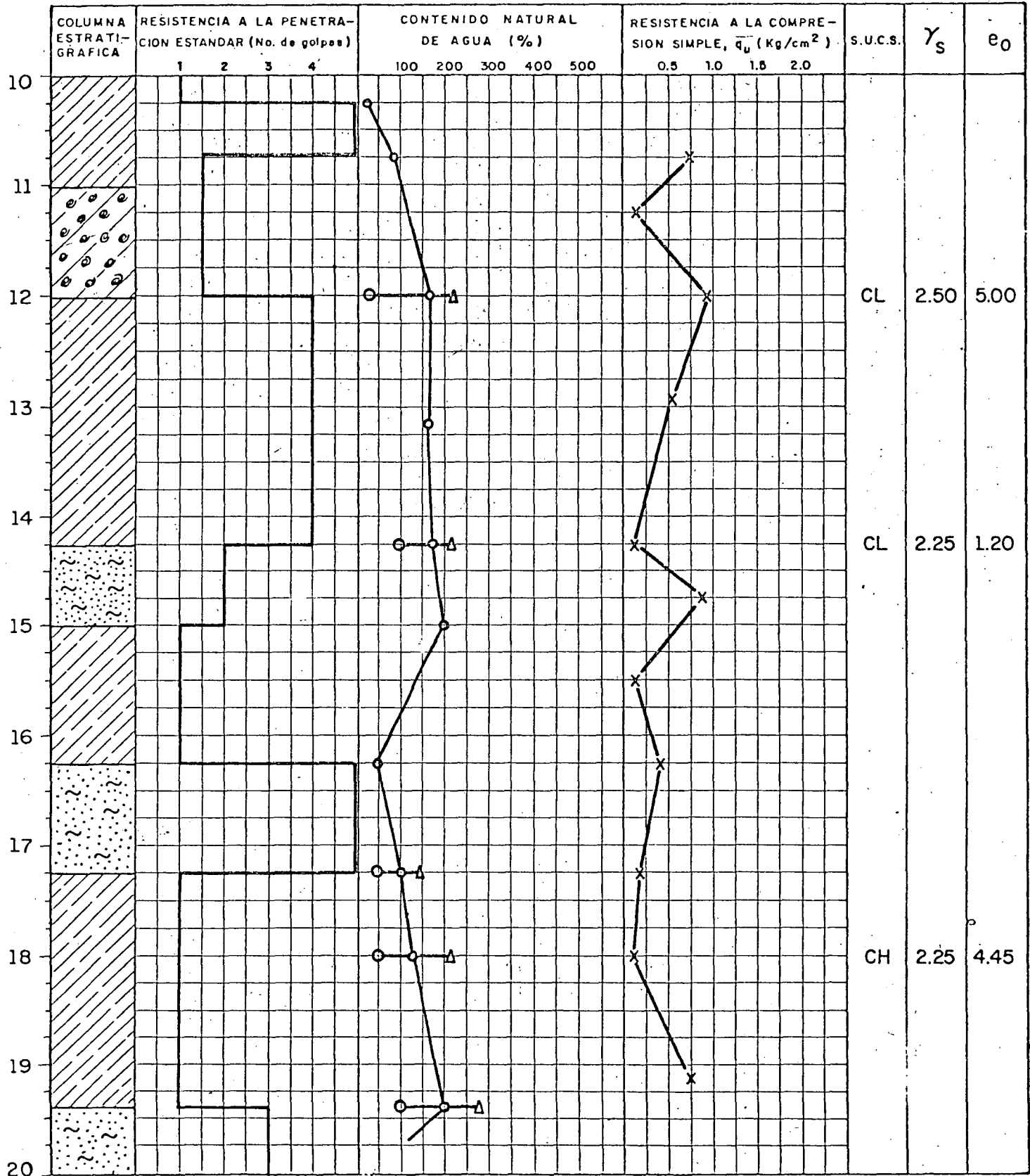
FIGURA No. 3

BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevado 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

OBRA : BOTEMEX, S.A. de C.V. '5
 LOCALIZACION : PRIVADA CELANESE # 94
 TULPETLAC, EDO. DE MEXICO
 TIPO DE SÓNDEO : SM-2
 NIVEL DE AGUAS FREATICAS : -15.00 m
 ELEVACION : 0.00
 FECHA : SEPTIEMBRE 2 DE 1978



RELENO

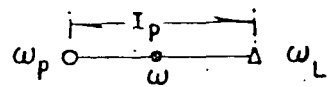
LIMO

ARENA

GRAVA

ARCILLA

BOLEOS



BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevalo 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

LOCALIZACION : PRIVADA CELANESE # 94
TULPETLAC, EDO. DE MEXICO

TIPO DE SONDEO : SM-3

NIVEL DE AGUAS FREATICAS : - 15.00 m

ELEVACION : 0.00

FECHA : SEPTIEMBRE 2 DE 1978

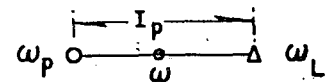
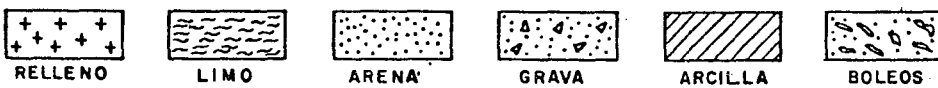
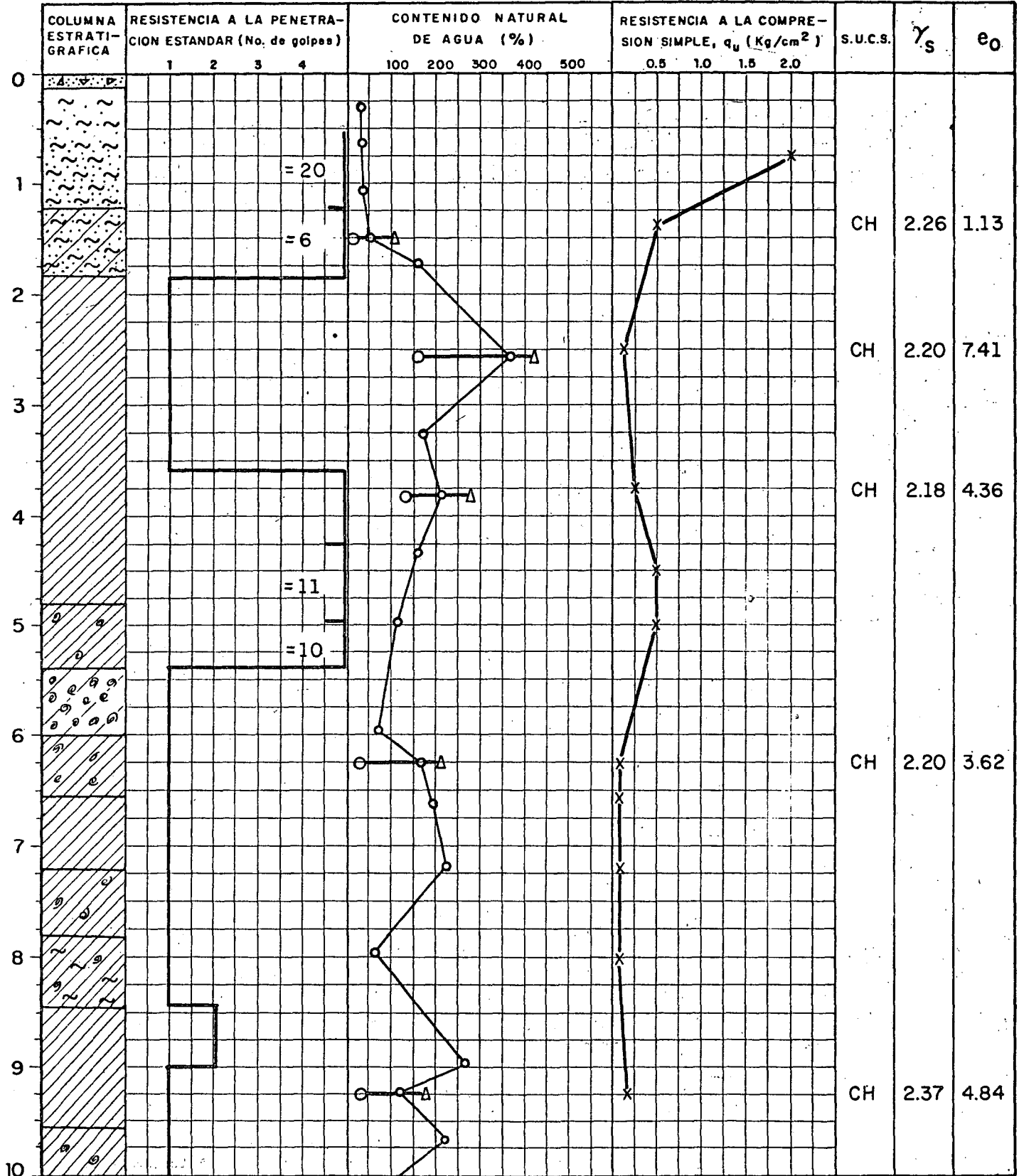


FIGURA No. 4

BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevado 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

OBRA : BOTEMEX, S.A. de C.V.
 LOCALIZACION : PRIVADA CELANESE # 94
 TULPETLAC, EDO. DE MEXICO
 TIPO DE SONDEO : SM-3
 NIVEL DE AGUAS FREATICAS : -15.00 m
 ELEVACION : 0.00
 FECHA : SEPTIEMBRE 2 DE 1978

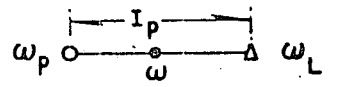
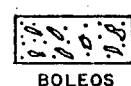
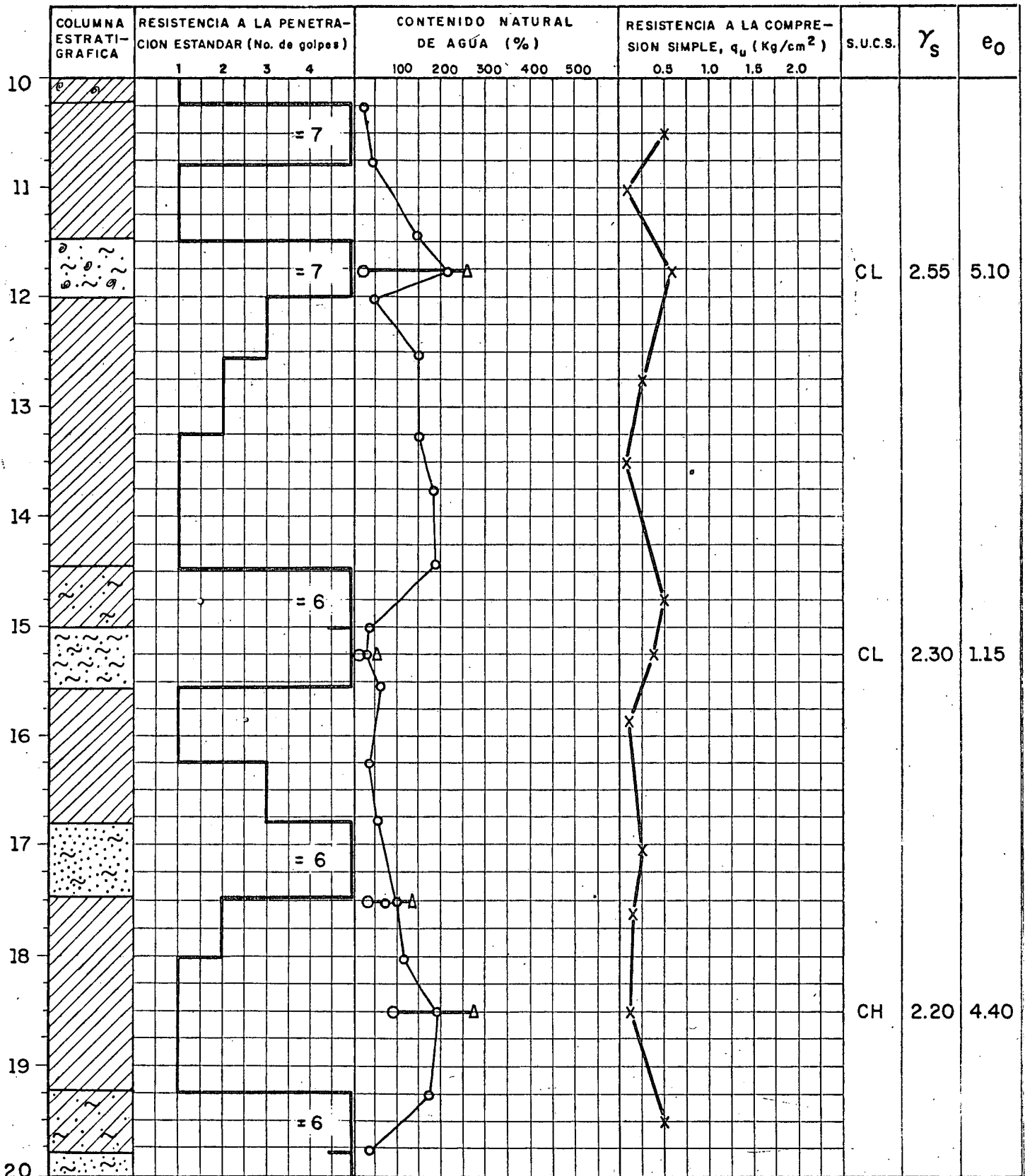


FIGURA No 4

BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevado 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

OBRA: _____
 LOCALIZACION: PRIVADA CELANESE # 94
 TULPETLAC, EDO. DE MEXICO
 TIPO DE SONDEO: SM-3
 NIVEL DE AGUAS FREATICAS: -15.00 m
 ELEVACION: 0.00
 FECHA: SEPTIEMBRE 2 DE 1978

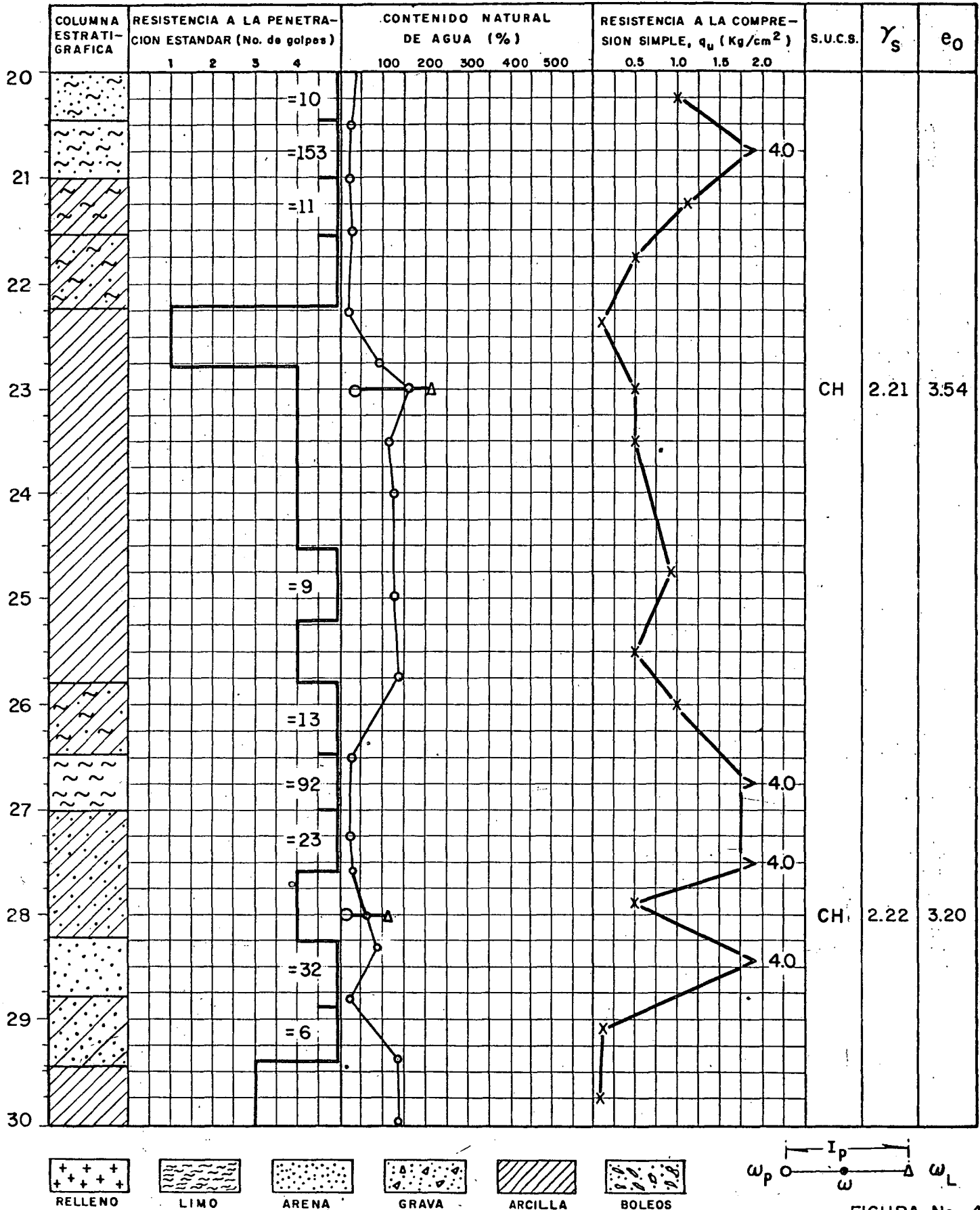


FIGURA No. 4

BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevalo 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

OBRA : BOTEMEX, S.A. de C.V.
 LOCALIZACION : PRIVADA CELANESE # 94
 TULPETLAC, EDO. DE MEXICO
 TIPO DE SONDEO : SM-3
 NIVEL DE AGUAS FREATICAS : -15.00 m
 ELEVACION : 0.00
 FECHA : SEPTIEMBRE 2 DE 1978

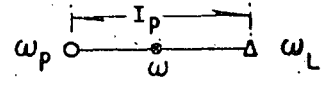
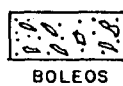
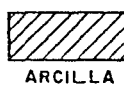
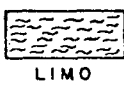
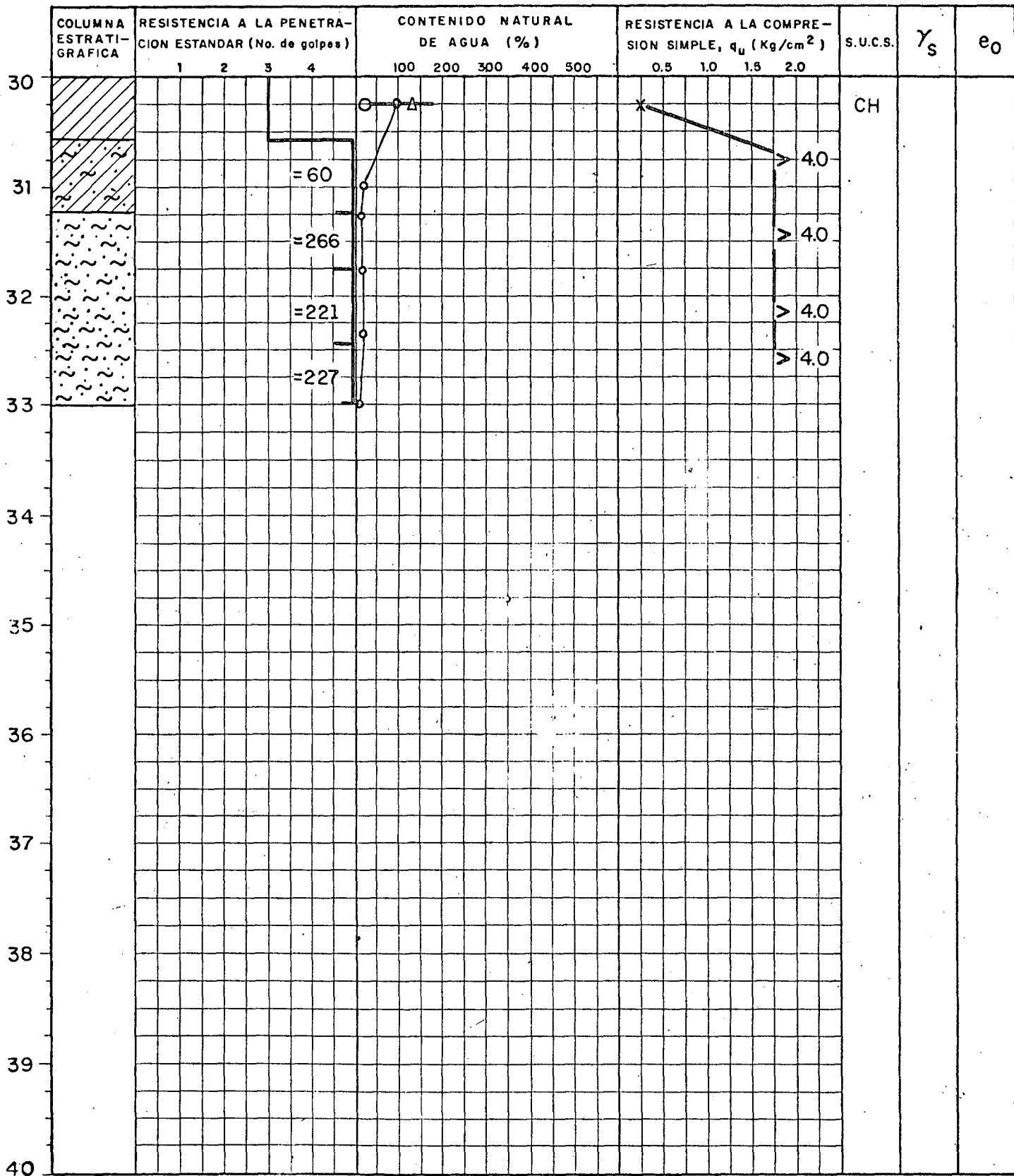


FIGURA No. 4

OBRA : BOTEMEX, S.A. de C.V.
LOCALIZACION : PRIVADA CELANESE # 94
TULPETLAC, EDO. DE MEXICO
TIPO DE SONDEO : SM-4
NIVEL DE AGUAS FREATICAS : - 15.00 m
ELEVACION : 0.00
FECHA : SEPTIEMBRE 2 DE 1978

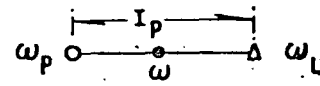
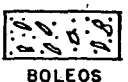
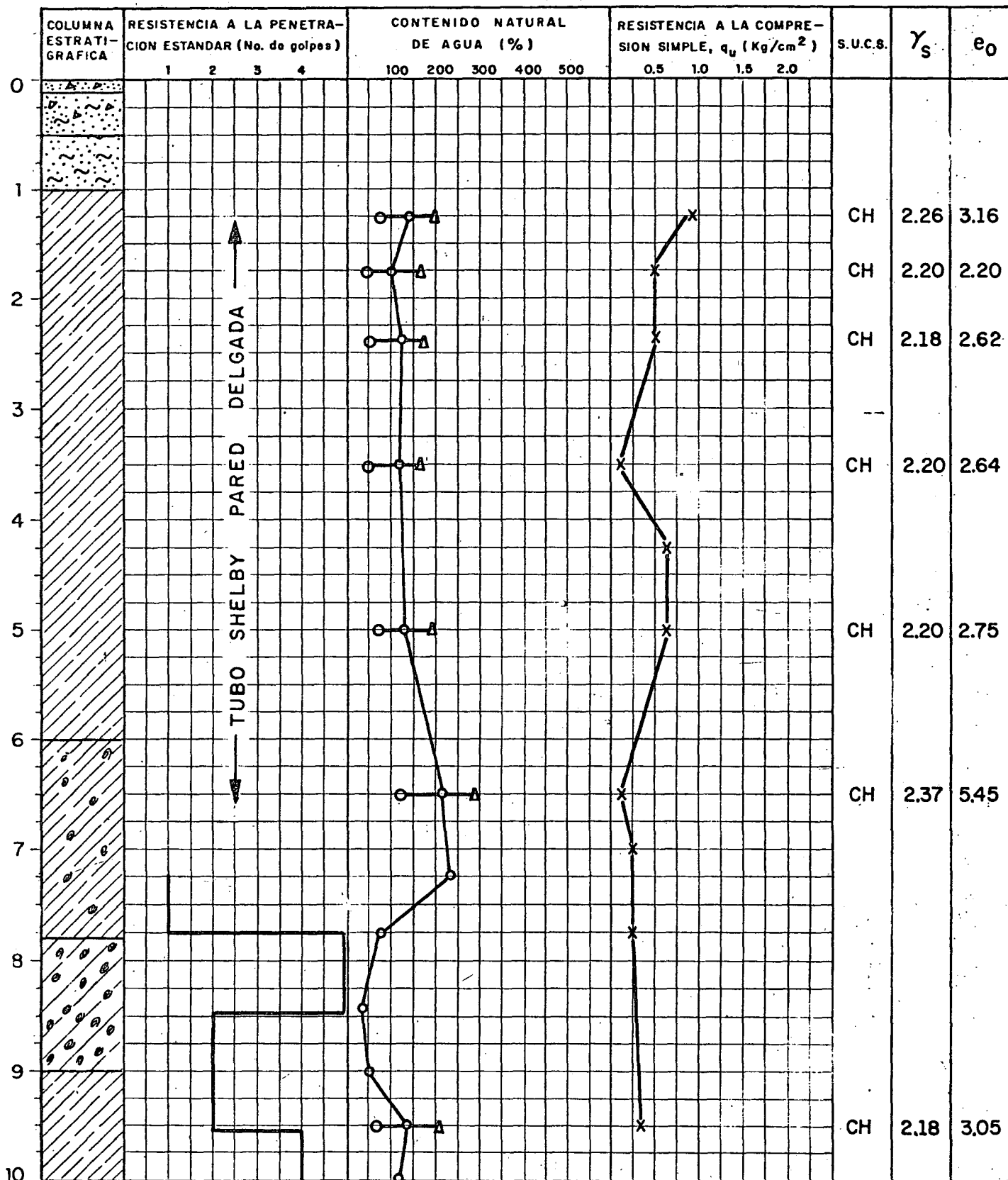


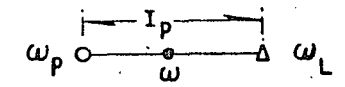
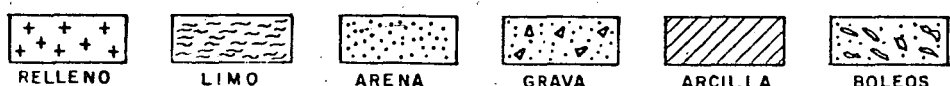
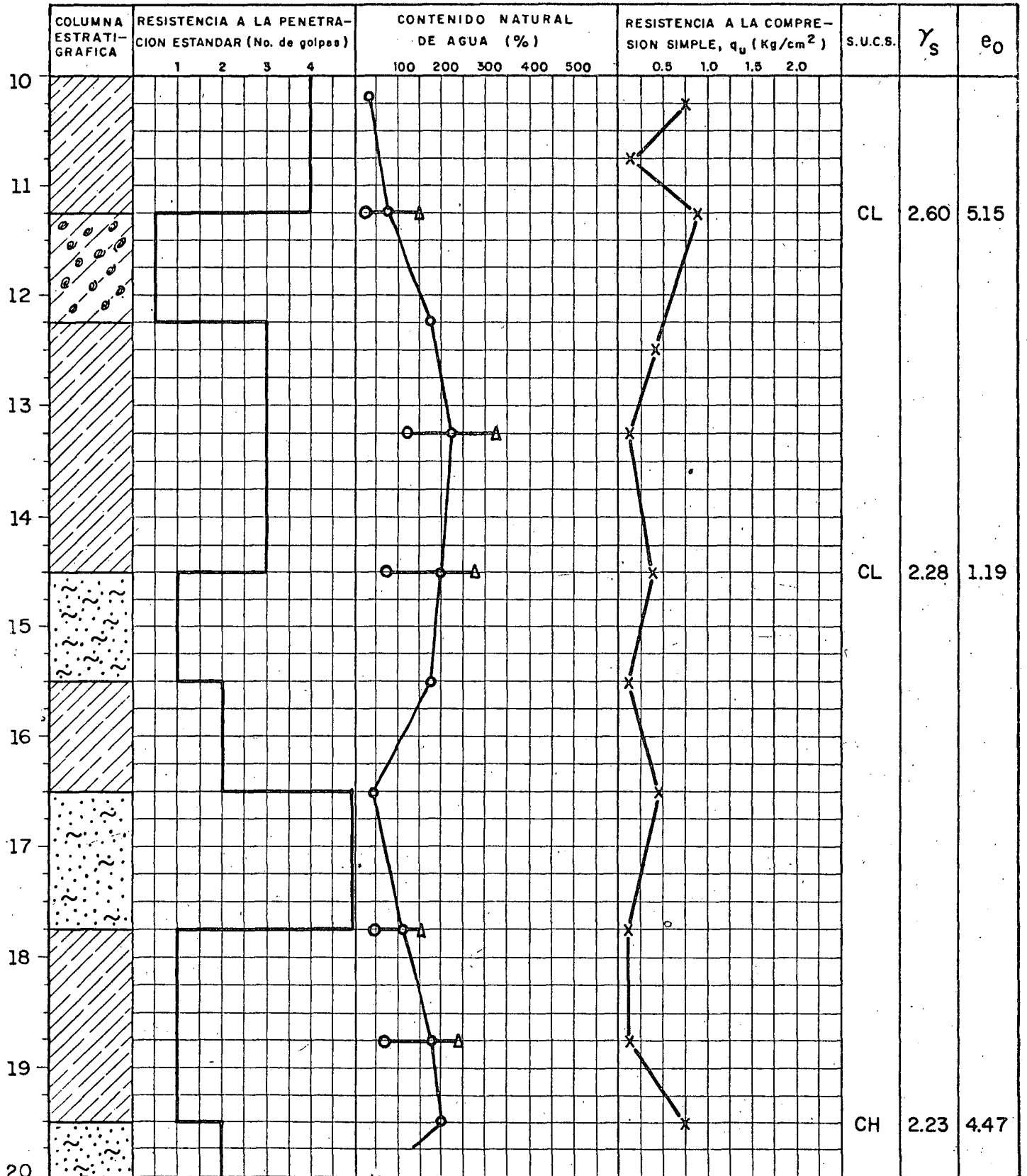
FIGURA No. 5

BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevalo 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

OBRA : BOTEMEX, S.A. de C.V. 21
 LOCALIZACION : PRIVADA CELANESE # 94
 TULPETLAC, EDO. DE MEXICO
 TIPO DE SONDEO : SM - 4
 NIVEL DE AGUAS FREATICAS : - 15.00 m
 ELEVACION : 0.00
 FECHA : SEPTIEMBRE 2 DE 1978



PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra BOTEMEX S.A. Sondeo M 3 Localización TULPETLAC EDO. MEX.

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	ω_0 (%)	e	Sr (%)	p_0 (kg/cm ²)
	C 1	3.00 m	199	4.36	98 %	1.00

K = Curva de Campo

K_u = Curva de laboratorio

K_r = Curva remodelada

p_0 = Esfuerzo de preconsolidación

C_c = Indice de compresibilidad (3.33)

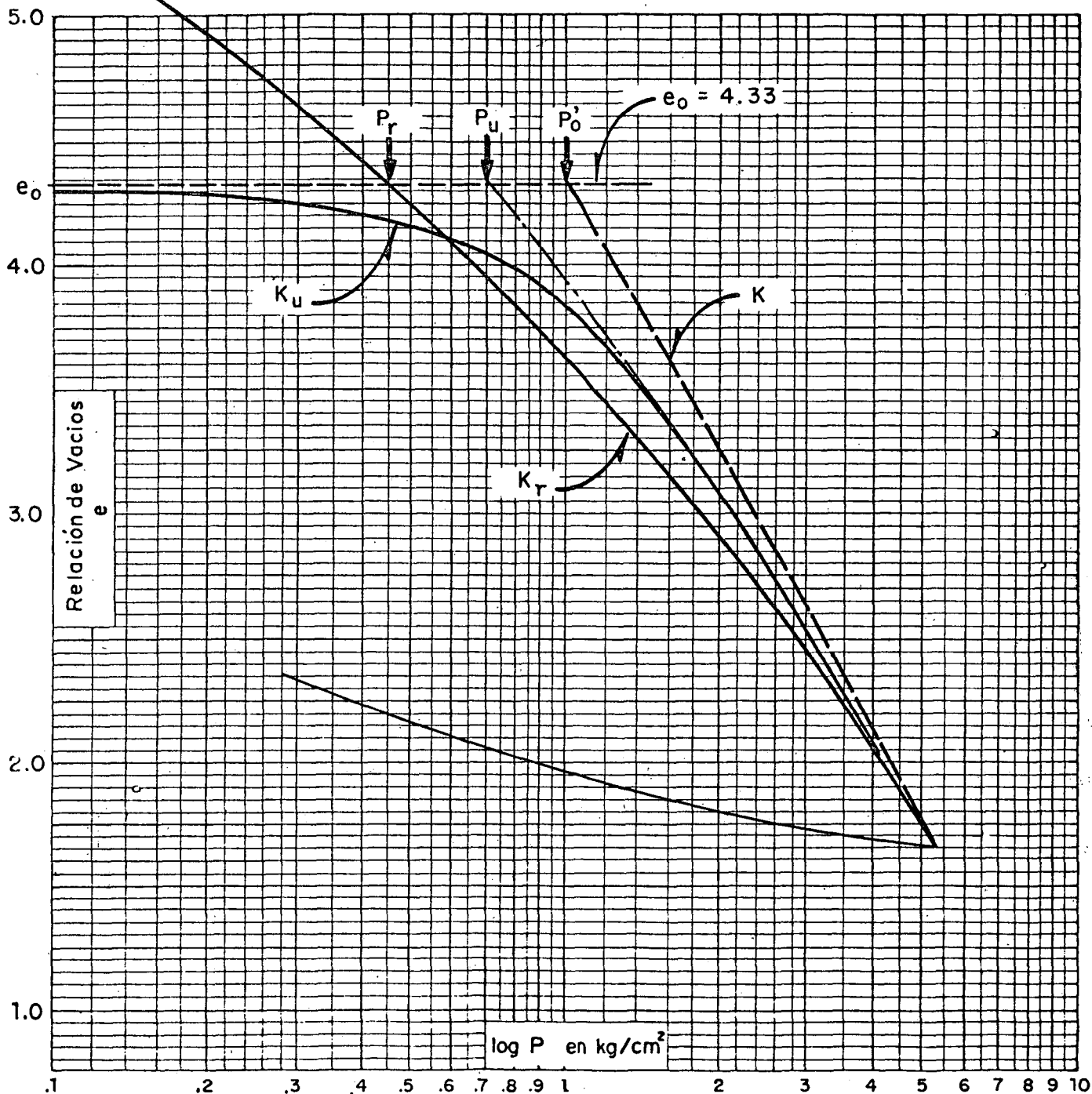


FIGURA No 6

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra BOTEMEX S.A. Sondeo M3 Localización TULPETLAC EDO. MEX.

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	ω_0 (%)	e	Sr (%)	p_0 (kg/cm ²)
	C2	18.00 m	100	2.63	100 %	100

K = Curva de Campo

K_u = Curva de laboratorio

K_r = Curva remoldeada

p_0 = Esfuerzo de preconsolidación

C_c = Indice de compresibilidad (1.71)

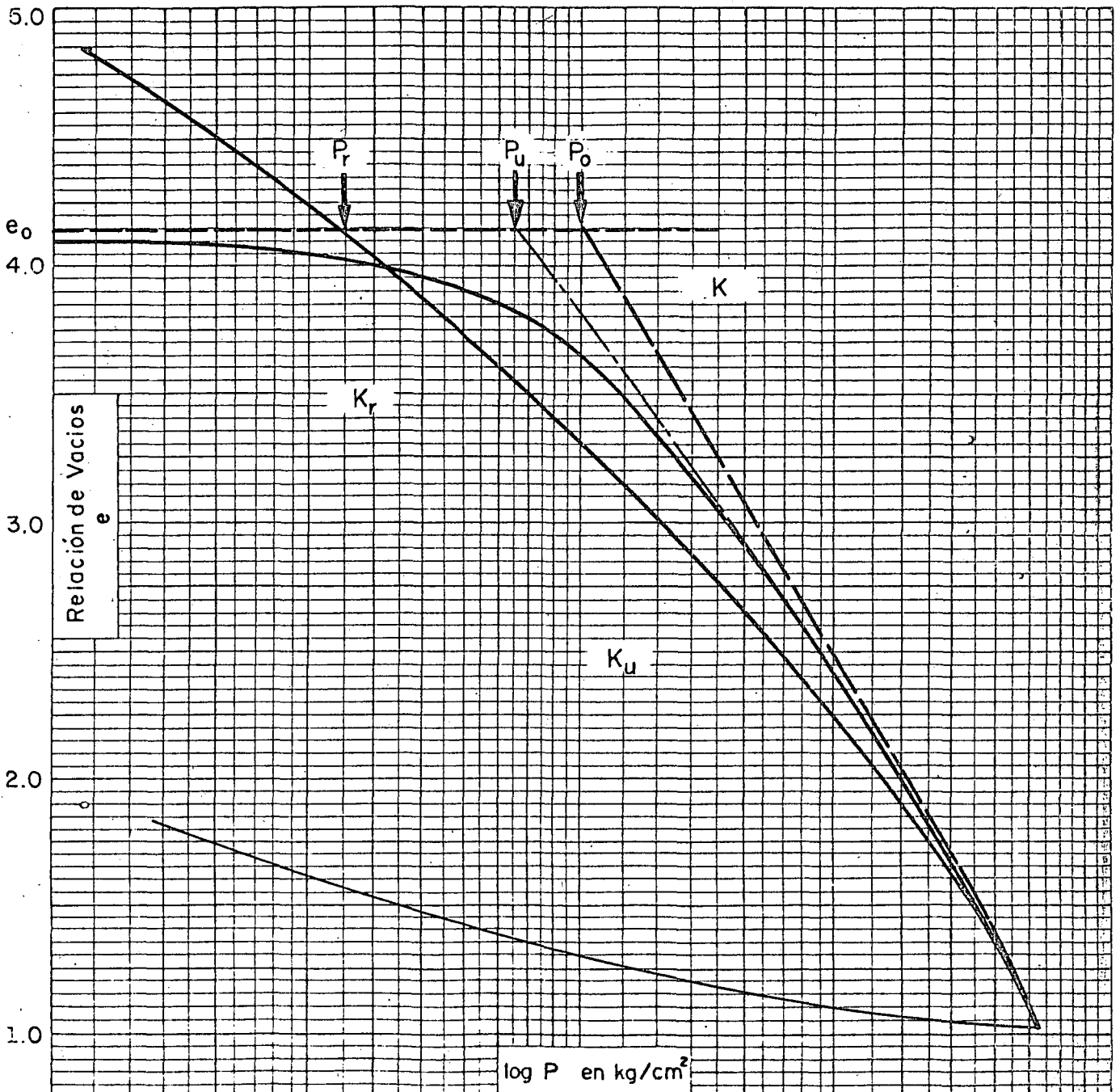


FIGURA No. 7

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra BOTEMEX S.A. Sondeo M3 Localización TULPETLAC EDO. MEX.

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	ω_0 (%)	e	Sr (%)	p_0 (kg/cm ²)
	C3	28.00m	135	3.20	100 %	1.00

K = Curva de campo

K_u = Curva de laboratorio

K_r = Curva remoldeada

p_0 = Esfuerzo de preconsolidación

C_c = Indice de compresibilidad (1.98)

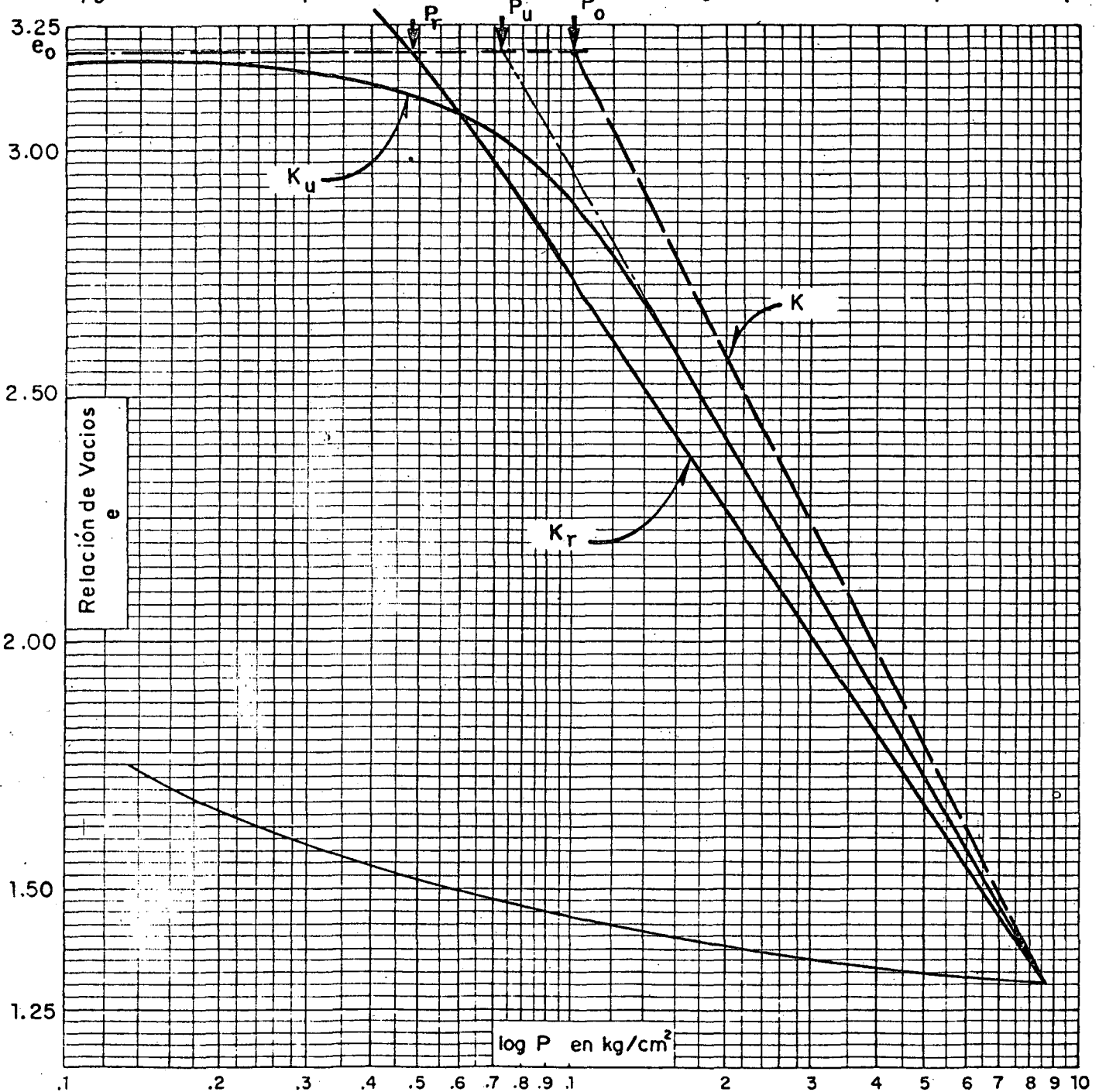
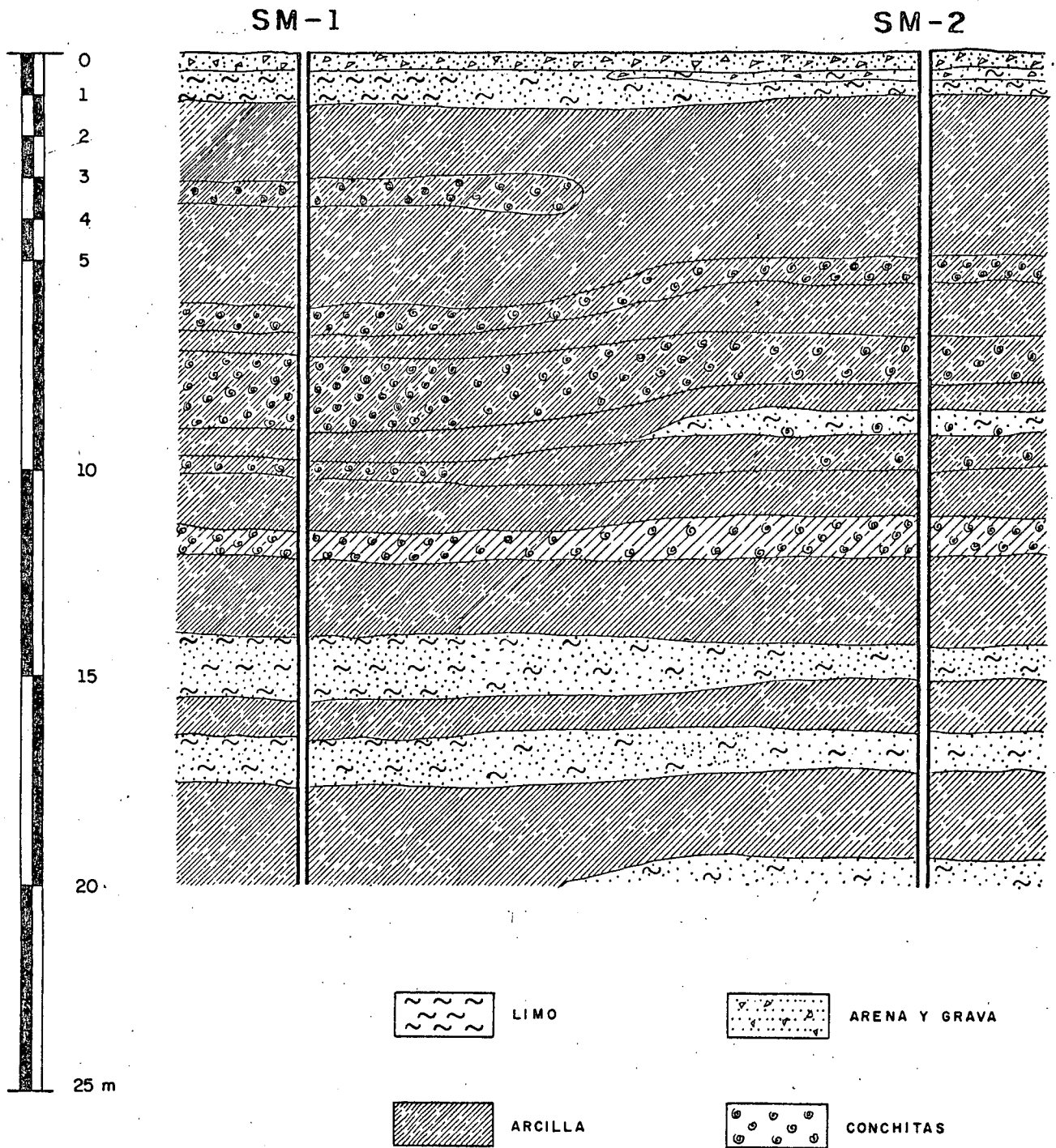


FIGURA No 8



S.M. - Sondeo Mixto

Escala Horizontal 1 : 500

Escala Vertical 1 : 150

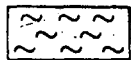
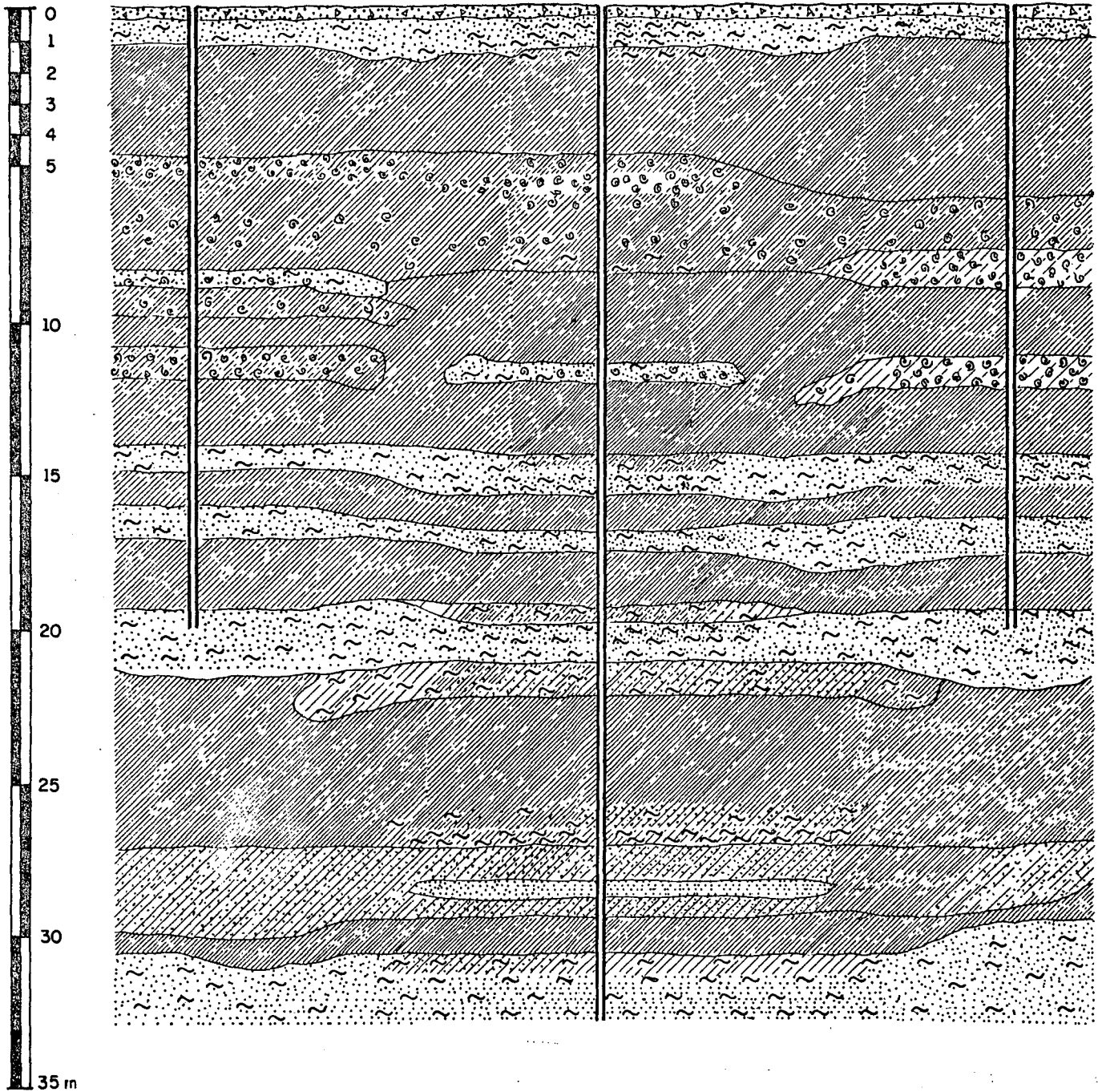
BALLESTEROS, S.A.
INGENIEROS CONSULTORES

PERFIL ESTRATIGRAFICO -
PROBABLE EN LINEA SM1-SM2
Obra: BOTEMEX, S.A. de C.V. Privada -
Celanese, Tulpetlac Edo. de México
Fecha: Septiembre 2 de 1978 Fig. 9

SM-2

SM-3

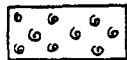
SM-4



LIMO



ARCILLA



CONCHITAS



ARENA Y GRAVA

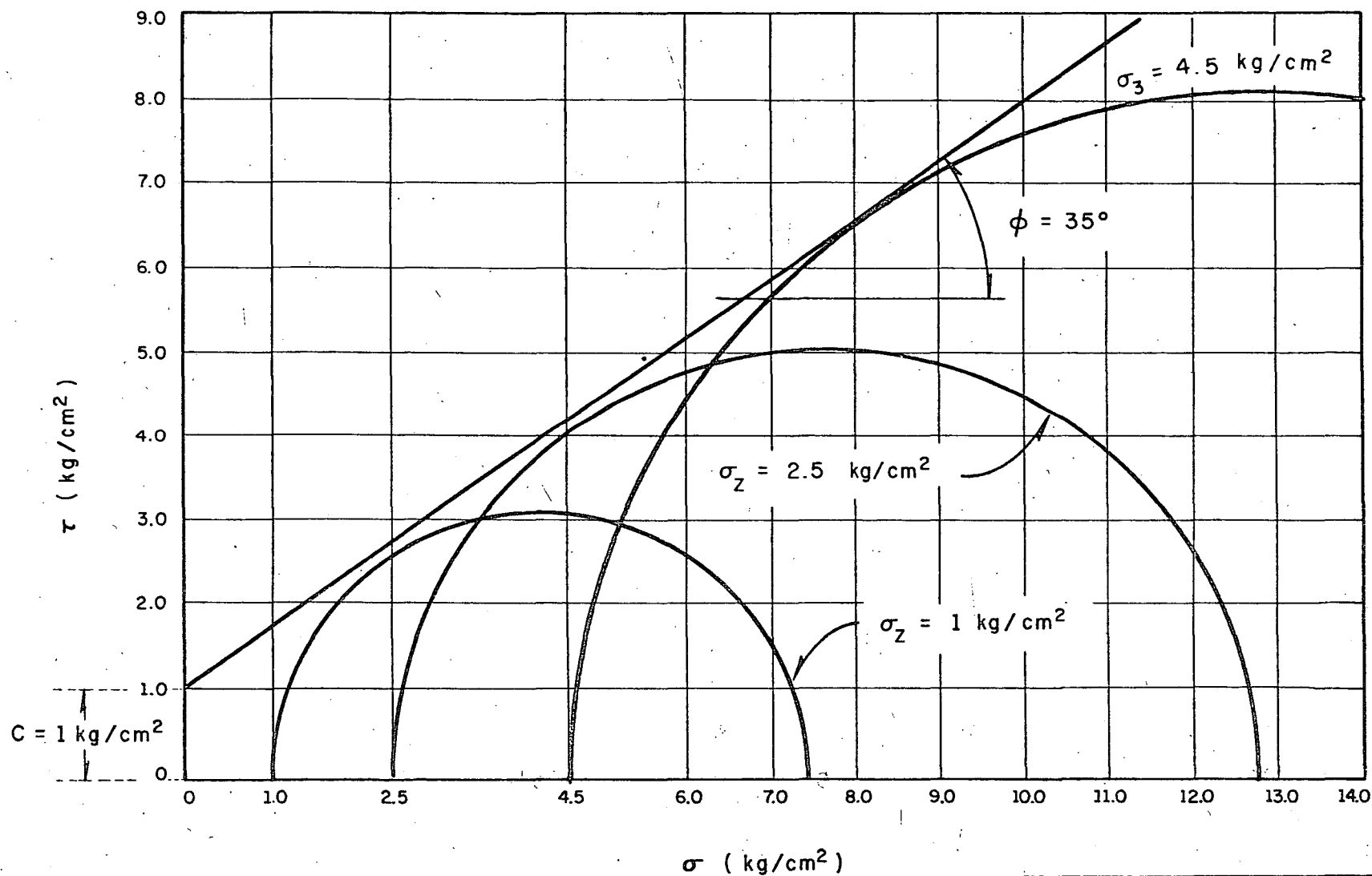
SM. _ Sondeo Mixto

Escala Horizontal 1:150

Escala Vertical 1:200

BALLESTEROS, S.A.
INGENIEROS CONSULTORES

PERFIL ESTRATIGRAFICO —
PROBABLE EN LINEA SM2, 3 y 4
Obra: BOTEMEX, S.A. de C.V. Privada —
Celanese, Tulpetlac Edo. de México
Fecha: Septiembre 2 de 1978 Fig. 10



Muestra 54 Sondeo SM-3
 D_f = 32 m
 N 221 golpes / 30 cm
 Muestreador : Denison
 Material : Limo arenoso muy compacto
 ω = 30 % , e₀ = 0.75

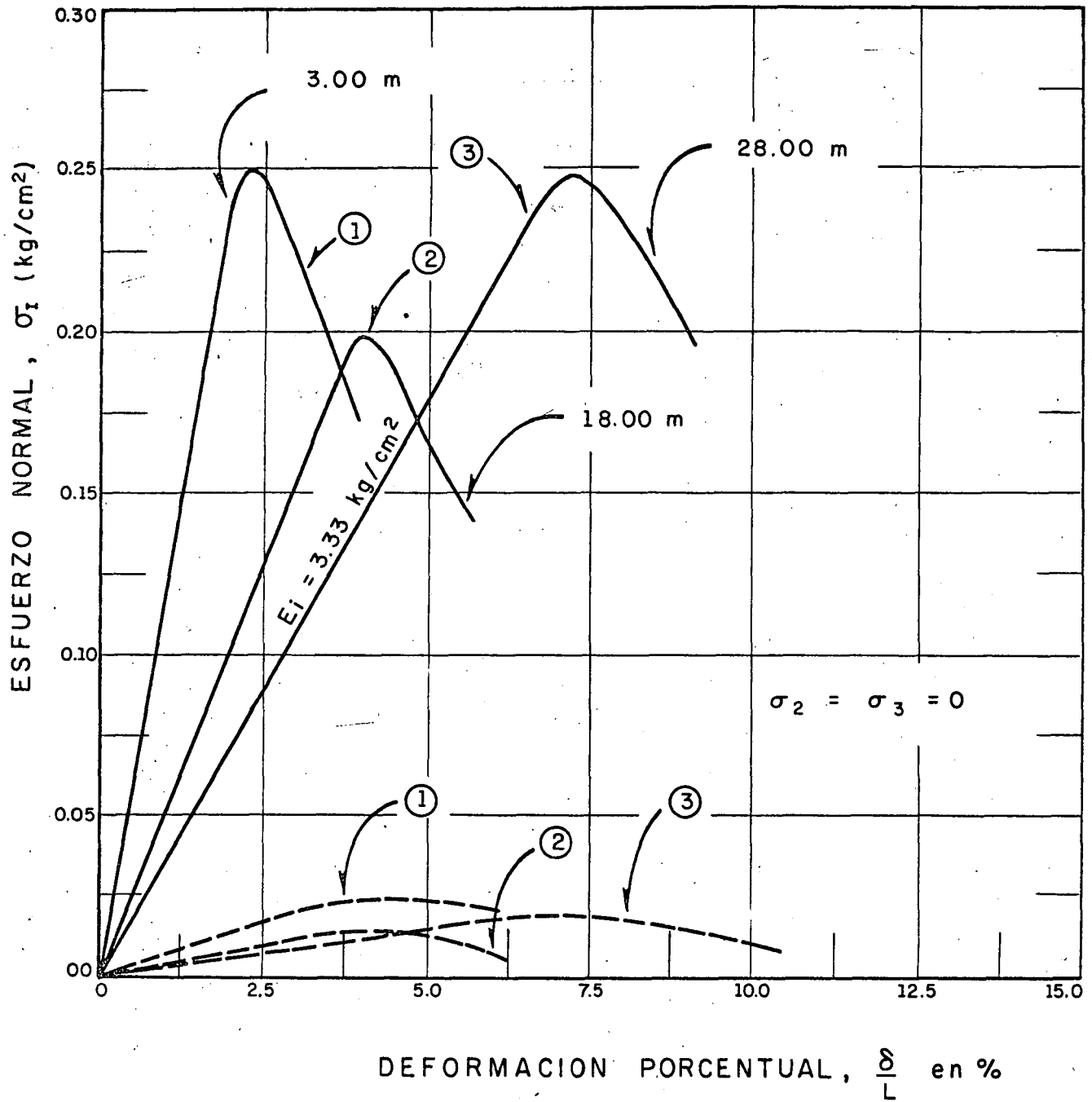
BALLESTEROS, S.A.
 INGENIEROS CONSULTORES

PRUEBA TRIAXIAL DRENADA RAPIDA

Obra: BOTEMEX, S.A. DE C.V.

Ubicación: TULPETLAC, EDO. MEXICO

FIGURA N° 11



$$S_{t1} = \frac{0.25}{0.025} = 10.00$$

$$S_{t2} = \frac{0.200}{0.015} = 13.33$$

$$S_{t3} = \frac{0.25}{0.020} = 12.50$$

S_t = Sensitividad de material

E_i = Módulo de tangente

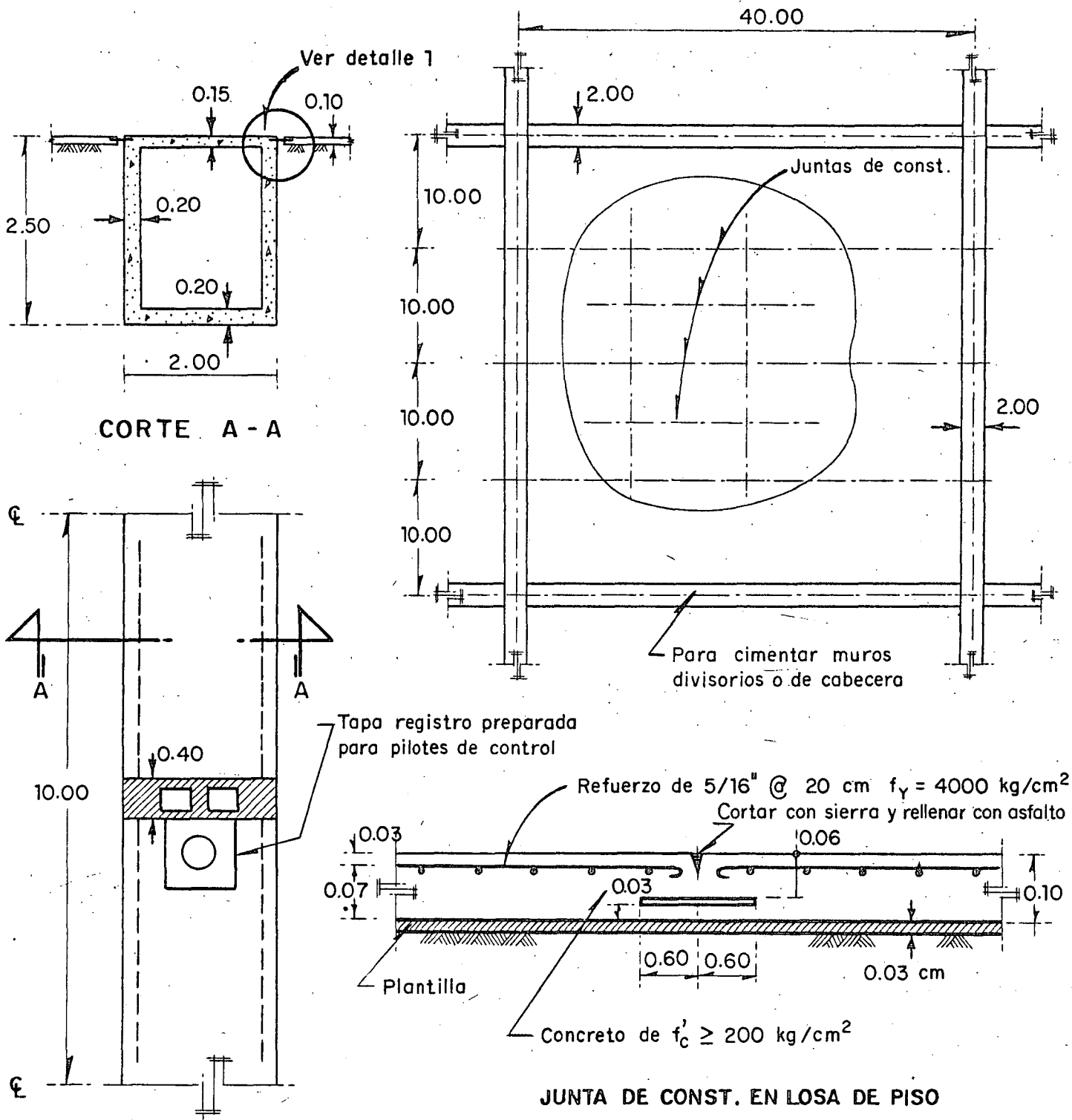
BALLESTEROS, S.A.
INGENIEROS CONSULTORES

PRUEBAS DE COMPRESION SIMPLE -
Y CURVAS ESFUERZO DEFORMACION

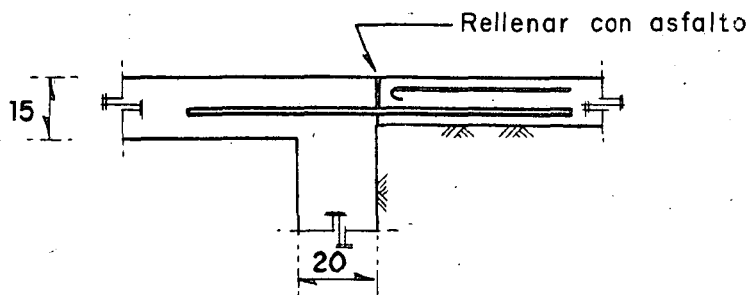
Obra.: BOTEMEX, S.A. DE C.V.

Ubicación: TULPETLAC, EDO. MEXICO

FIGURA N° 12



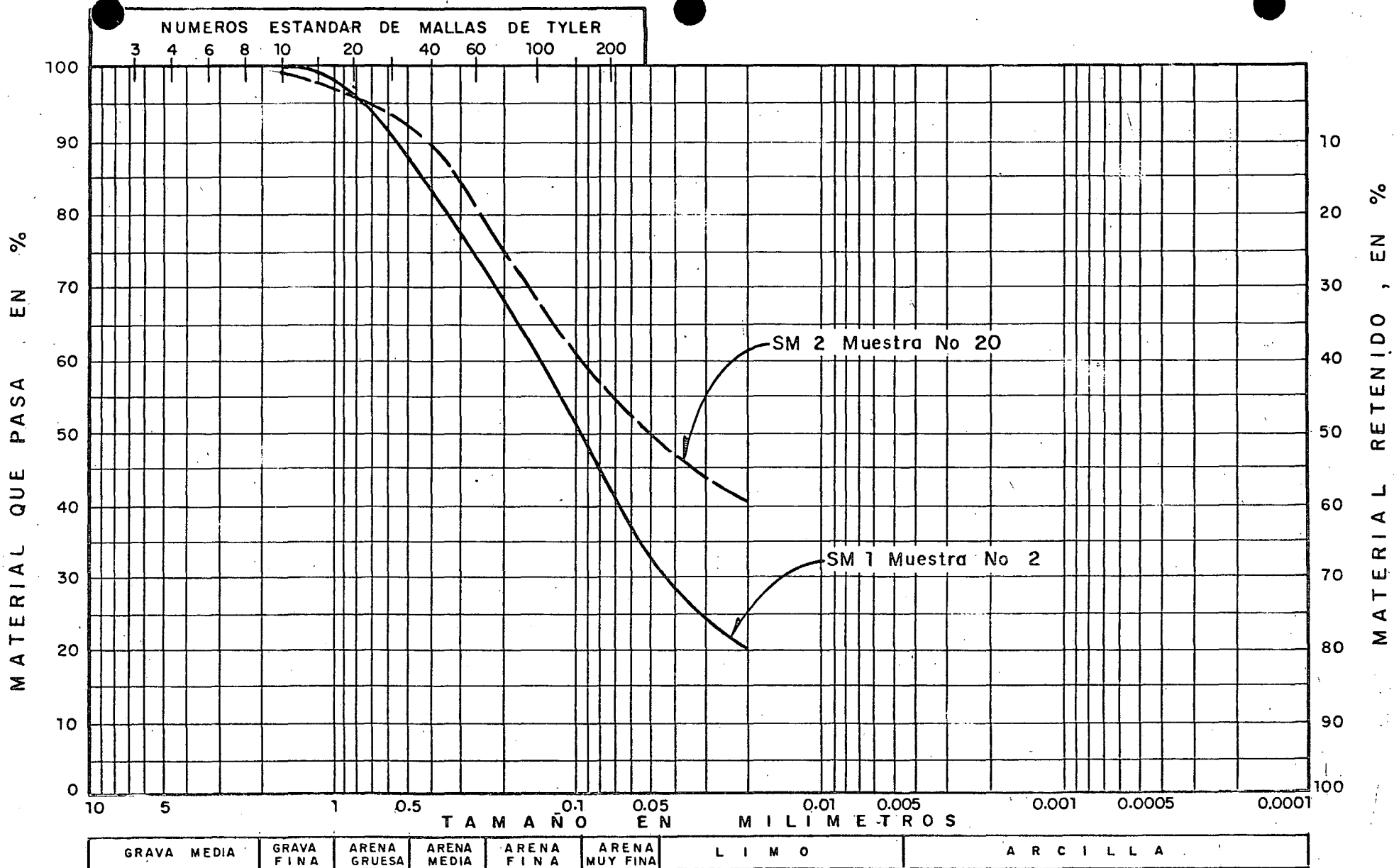
CIMENTACION DE COLUMNA, COMPENSADA A BASE DE CAJON CONTINUO DE CEMENT.



DETALLE 1, Union losa a cajón de cimentación

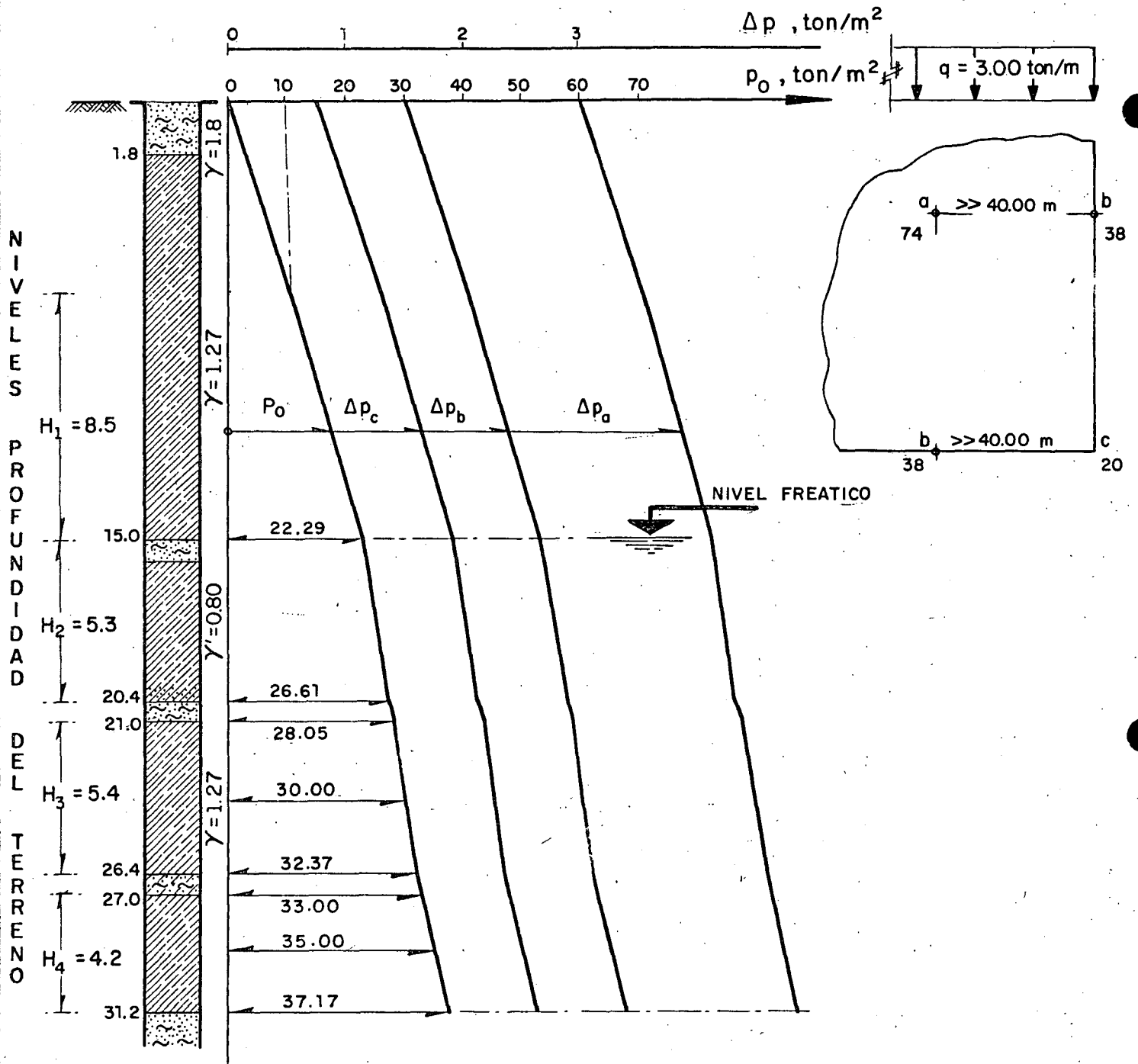
BALLESTEROS, S.A.
INGENIEROS CONSULTORES

CIMENTACION DE COLUMNAS
Obra: BOTEMEX, S.A. de C.V.
Ubicación: Privada Celanese, Tlupetlac
Estado de México



Proyeto : TULPETLAC , Priv. Celanese N° 94 Edo. de México. Sondeo M 1 y 2 Muestra No 2 (SM-1) y 20 (SM-2)
 Profundidad M2 (SM1) = 1.20 Elevación 0.00 Notas M2 (SM-1) = 60 % ARENA Y 40% DE FINOS
 Profundidad M20 (SM2) = 9.60 Elevación 0.00 Notas M20 (SM2) = 45 % ARENA Y 55 % DE FINOS

DIAGRAMA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA



$H_1 = 8.5, C_{c1} = 3.33, e_{01} = 4.33, p_{01} = 17 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_{z1} = .75, 1.5, 3.0 \text{ ton/m}^2$

$H_2 = 5.3, C_{c2} = 3.33, e_{02} = 4.33, p_{02} = 25 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_2 = .75, 1.5, 3.0 \text{ ton/m}^2$

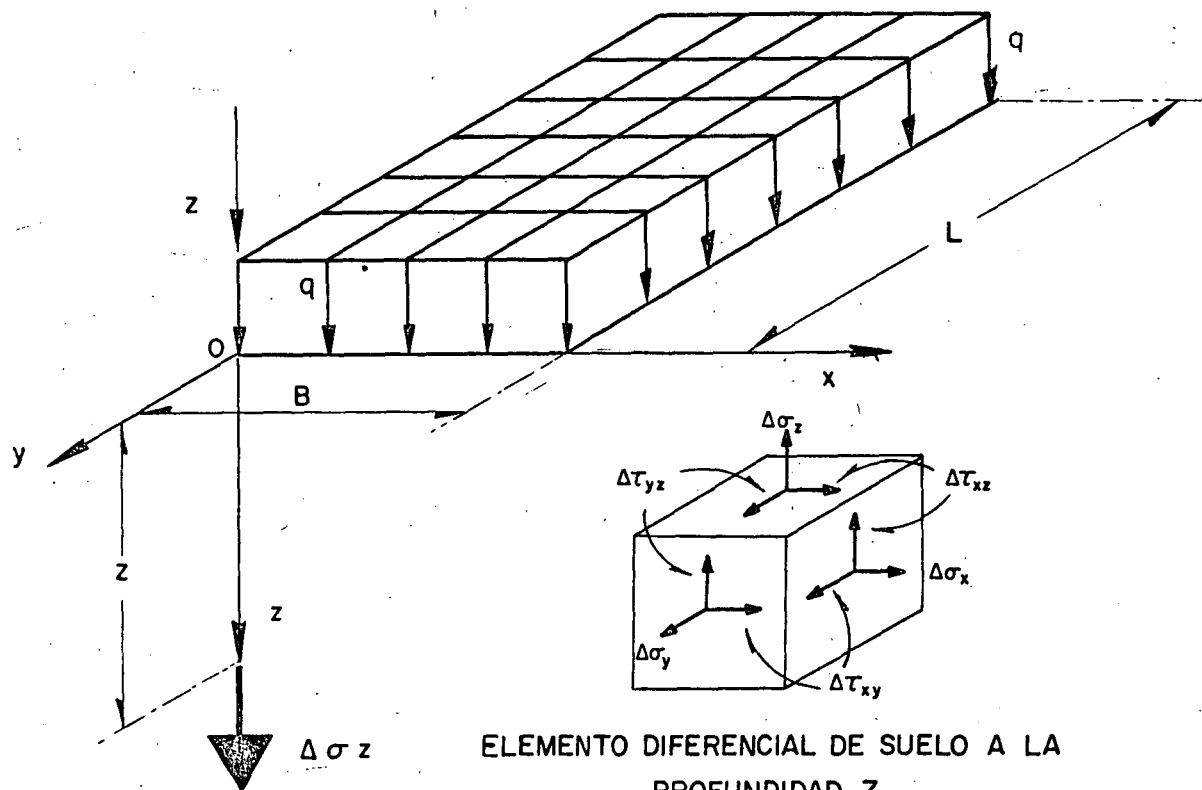
$H_3 = 5.4, C_{c3} = 1.71, e_{03} = 2.63, p_{03} = 30 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_3 = .75, 1.5, 3.0 \text{ ton/m}^2$

$H_4 = 4.2, C_{c4} = 1.98, e_{04} = 1.98, p_{04} = 35 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_4 = .75, 1.5, 3.0 \text{ ton/m}^2$

Fig 16 Esfuerzos verticales debidos al peso propio y sobrecarga aplicada

Punto	Prof. z (m)	B (m)	L (m)	$m = \frac{B}{z}$	$n = \frac{L}{z}$	I_p	N° de Areas	$\frac{\Delta \tau_z}{\text{Ton/m}^2}$
	1.8			∞	∞	0.25	1	0.75
	20.4							"
	21.0							"
c	26.4							"
	27.0							"
	31.2							"
b				∞	∞	0.85	2	1.5 \hat{R}_{ep}
a				∞	∞	0.25	4	3.00 \hat{R}

FIG. 17 COEFICIENTE DE INFLUENCIA PARA EL CALCULO DE ESFUERZOS
VERTICALES



$\Delta\sigma_z$ = Esfuerzo normal vertical en un punto N ubicado debajo de una esquina de una área rectangular uniformemente cargada,

$\Delta\sigma_z = n q I_\sigma$.

n = Número de áreas concurrentes en el punto de dimensiones $B \times L$,

z = Profundidad del punto,

q = Carga por unidad de área de dimensiones $B \times L$.

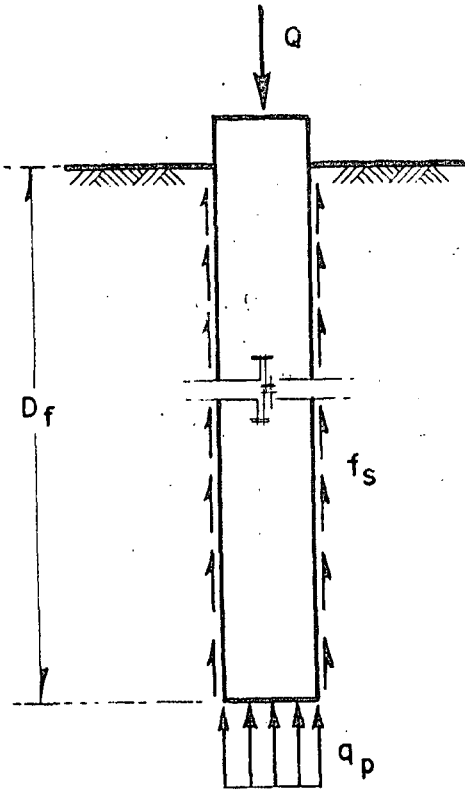
I_σ = Coeficiente de influencia para esfuerzos normales verticales de $B \times L$ a la profundidad z .

BALLESTEROS, S.A.
INGENIEROS CONSULTORES

CONDICION DE CARGA ANALIZADA

Obra: BOTEMEX, S.A. de C.V. Privada -
Celanese, Tulpetlac Edo. de México

Fecha: Septiembre 2 de 1978 Fig. 18



Datos:

$D_f = 31.00$ m; (profundidad)

$B = 0.40$ m; (sección transversal)

$f_s = 0.075$ Kg/cm² = 0.75 ton/m²; (fricción)

$c = 0$; (cohesión en $D_f = 31.00$ m)

$\phi = 35^\circ$; (ángulo de fricción interna
en $D_f = 31.00$ m)

De Ref. [10.1] para $\phi = 35^\circ$ se obtienen
los coeficientes de capacidad de carga

$N_c = 45.00$, $N_q = 18.00$ y $N_\gamma = 40$

Resultados:

De, $q_p = 1.2c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma$ se obtiene

$$q_p = 1.2(0)(45) + 0.8(31)(18) + 0.4(0.8)(0.4)(40)$$

$$q_p = 451.52 \text{ ton}$$

De, $Q = q_p B^2 + 4B D_f f_s$ se obtiene

$$Q = 451.52 \times (0.4)^2 + 4 \times 0.4 \times 31.0 \times 0.75$$

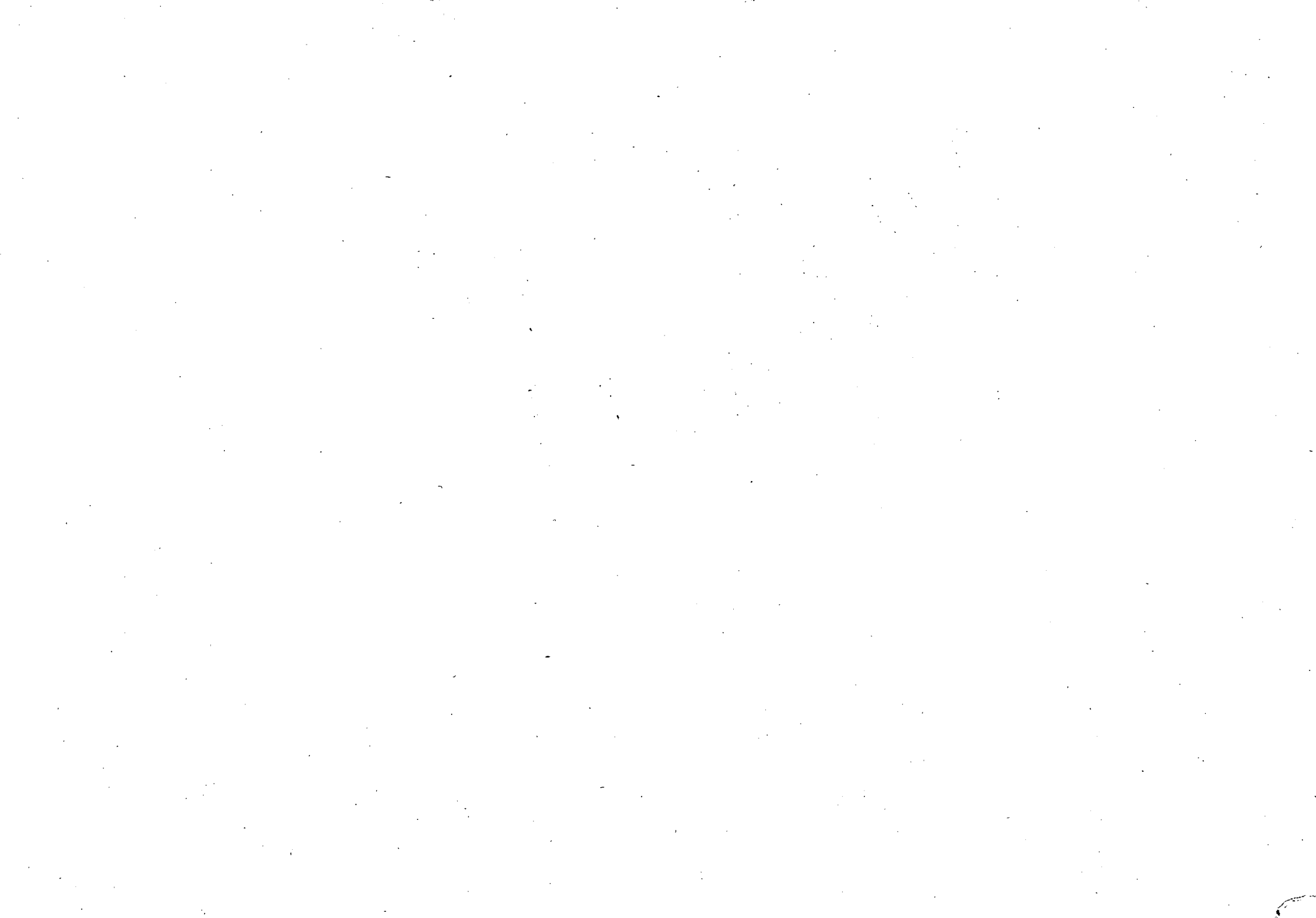
$$Q = 109.44 \text{ Ton}$$

y su carga de trabajo será:

$$Q_w = \frac{Q}{2} = \frac{109.44}{2} \doteq 55 \text{ ton.}$$

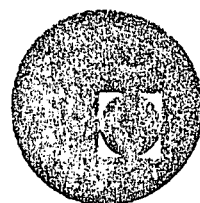
Un pilote por columna conectado con dispositivo de control

Fig. 19 Capacidad de carga de un pilote de 0.4 x 0.4 m





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE CIMENTACIONES

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA
LA NUEVA PLANTA DE TANG DE GENERAL
FOOD DE MEXICO UBICADA EN SANTA CLA
RA ESTADO DE MEXICO

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.



BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X₁

C O N T E N I D O

	pág.
1. ANTECEDENTES.	2
2. TRABAJOS DE CAMPO.	2
3. PRUEBAS DE LABORATORIO.	2
4. ESTATIGRAFIA Y PROPIEDADES.	3
5. CAPACIDAD DE CARGA DEL SUBSUELO.	4
6. CIMENTACION DEL EDIFICIO DE PROCESO.	5
6.1 <i>Descarga debida a la escavacion.</i>	6
6.2 <i>Esfuerzo neto en $D_f = 2.5$ m.</i>	6
7. CIMENTACION EN EDIFICIO DEL ALMACEN DE PROCESO	6
8. ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION.	7
8.1 <i>Asentamientos bajo el punto a y b</i>	8
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	9

X₂

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X,

1. ANTECEDENTES.

GENERAL FOODS DE MEXICO, S. A., solicitó a BALLESTEROS, S. A., el estudio de Mecánica de Suelos y selección del tipo de cimentación para la ampliación de su nueva planta de Tang, en Santa Clara, Ecatepec, Estado de México. Para lo cual proporcionó la ubicación de la area de ampliación (Fig. 2), y las cargas sobre columnas (Fig. 1).

2. TRABAJOS DE CAMPO

Se efectuaron tres sondeos mixtos SM-1, SM-2 y SM-3, cuya localización en planta se indica en la Fig. 2, llevándose a profundidades de 20, 35.40, y 20.00 metros respectivamente, y se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas. El muestreo inalterado se efectuó mediante tubos de pared delgada tipo "Shelby" en los estratos compresibles, y barril doble giratorio tipo -- "Denison" en los suelos muy compactos. Las muestras alteradas se obtuvieron mediante el método de penetración estándar (Ref. 1, Pag. 295-314), todas las muestras obtenidas se trasladaron al laboratorio para realizar las pruebas necesarias.

3. PRUEBAS DE LABORATORIO

A todas las muestras se les efectuaron pruebas de clasificación al tacto en estado húmedo y seco, y de contenido natural de agua w. También en muestras representativas de cada es -

X,

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros³ consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 529-88-12

X,

trato se efectuaron pruebas complementarias de clasificación; límite líquido w_L y límite plástico w_p , con el objeto de reclasificar al suelo de acuerdo al sistema unificado de clasificación (SUCS), (Ref. 1, Pag. 36-45). Los resultados, se muestran en las Figuras 3, 4 y 5.

En las muestras inalteradas se efectuaron pruebas de: Compresión simple, con el objeto de conocer la resistencia al esfuerzo cortante. Gravedad específica de los sólidos, para estimar el peso propio del subsuelo p_0 , y la relación inicial de vacíos e_0 . Consolidación para estimar los asentamientos a largo plazo. Los resultados de consolidación se muestran en las Figuras 6, 7, 8.

4. ESTATIGRAFIA Y PROPIEDADES

Del nivel actual del terreno hasta una profundidad de 0.6 m. se encontró un relleno compuesto de arcilla limosa con raíces. De 0.6 m a 2.50 m se encontró una arcilla de alta plasticidad. De 2.50 m a 3.60 m se encontró un estrato de arena arcillosa, poco compacto. De 3.60 a 15.40 m se encontró una arcilla extra sensitiva de un peso de los sólidos $\gamma_s = 2.2 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3}$ y una relación de vacíos e_0 lo cual varía de 7.41 m a 2.55. De 15.40 m a 16.60 m se encuentra un estrato de arena limosa muy compacta con una resistencia a la penetración estándar mayor de 10 golpes por pie. De 16.60 m a 17.20 m no se encontró

X,

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X,

una arcilla sensitiva con una gravedad específica de 2.37 y una relación de vacíos de 2.63. De 17.20 m a 22.10 m se encontró una arena limosa muy compacta con una resistencia a la penetración estándar mayor de 30 golpes por pié. De 22.10 m a 24.0 continua una arcilla arenosa de una resistencia a la penetración estándar de 2 golpes por pié. De 24.00 m a 24.80 m se localizó un estrato de arena poco compacto. De 24.80 m a 25.90 m, continua la arcilla anterior. De 25.90 m a 26.50 m se localizó un estrato de arena arcillosa muy compacto con una resistencia a la penetración estándar de 99 golpes por pié. De 26.50 m a 30.50 m se encontró una arcilla similar a la anterior, y de 30.50 m a 35.50 m se localizó un estrato de arena limosa y limo arenoso muy compacto con gran resistencia a la penetración estándar. Los resultados se muestran en Figs. 3,4,5 y 12.

Los niveles freáticos en los sondeos 1, 2 y 3, se localizaron a profundidades de 2.90, 2.55 y 2.70 respectivamente.

5. CAPACIDAD DE CARGA DEL SUBSUELO.

La carga de falla del subsuelo viene dada por (Ref. 1 Pag. 223)

$$q_{ds} = 1.2 c_c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (5.1)$$

donde:

q_{ds} = carga de falla del subsuelo en ton/m²

BALLESTEROS, S. A.

- 5 -
ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X₁

c = cohesión del subsuelo en ton/m^2

D_f = Profundidad de desplante en metros

B = Ancho de la cimentación en metros

N_c , N_q y N_γ ; son factores de capacidad de carga.

De las pruebas de laboratorio se tiene:

$$c = \frac{q_u}{2} = \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = \frac{e_0 \gamma_w + \gamma_s}{e_0} = \frac{7.41 + 2.2}{7.41} = 1.30 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad (5.2)$$

$$D_f = 2.5 \text{ m (De Fig. 4).}$$

Para $\phi = 0$ se obtiene, $N_c = 5.14$, $N_q = 1$, y $N_\gamma = 0$

Substituyendo (5.2) en (5.1) se obtiene

$$q_{ds} = 1.2(1.25)(5.14) + 1.3(2.5)(1) = 10.96 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (5.3)$$

La carga de trabajo para un factor de seguridad de 3 será

$$q_w = \frac{q_{ds}}{3} = \frac{10.96}{3} = 3.65 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (5.4)$$

6. CIMENTACION DEL EDIFICIO DE PROCESO.

Para este edificio se ha seleccionado una cimentación por superficie a base de cajones de cimentación como se indica en la Fig. 9.

X₂

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X,

6.1. Descarga debida a la excavación.

$$\gamma D_f = 1.3 \times 2.5 = 3.26 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (6.1.1)$$

6.2. Esfuerzo neto en $D_f = 2.5 \text{ m}$.

Peso de losa de cimentación:

$$6.67 \times 6.0 \times .2 \times 2.4 = 19.21 \text{ ton}$$

Peso losa de piso:

$$6.67 \times 6.0 \times .15 \times 2.4 = 14.41 \text{ ton}$$

Sobre carga en losa de piso:

$$6.67 \times 6.0 \times 0.4 = 16.01 \text{ ton}$$

Peso de diafrágmata:

$$0.30 \times 3.00 \times 11.97 \times 2.4 = \frac{25.86 \text{ ton}}{75.49 \text{ ton}}$$

Carga sobre columna:

$$\text{Carga Total} = \frac{151.00 \text{ ton}}{226.49 \text{ ton}}$$

$$\text{Esfuerzo total} = \frac{226.49}{6 \times 6.67} = 5.66 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (6.2.1)$$

$$\text{Esfuerzo Neto} = 5.66 - 3.26 = 2.40 \text{ ton/m}^2 \quad (6.2.2)$$

7. CIMENTACION EN EDIFICIO DE ALMACEN DE PROCESO

Seleccionando zapatas de 3.00 x 3.00 m con un espesor de 0.5 m (Fig. 10) se tiene el siguiente esfuerzo neto sobre la cimentación:

X,

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 529-88-12

X,

Peso de la zapata:

$$3.00 \times 3.00 \times 0.5 \times 2.4 = 10.80 \text{ ton}$$

Peso del pedestal:

$$0.4 \times 0.4 \times 2.00 \times 2.4 = 0.77 \text{ ton}$$

Peso del relleno:

$$0.20 \times 2.6^2 \times 1.6 = 2.16 \text{ ton}$$

Peso del Piso:

$$0.15 \times 2.6^2 \times 2.4 = \frac{2.43 \text{ ton}}{16.16 \text{ ton}}$$

$$\text{Carga de la columna} = 17.00 \text{ ton}$$

$$\text{Carga Total} = 33.16 \text{ ton}$$

$$\text{Esfuerzo total} = \frac{33.16}{3.0 \times 3.0} = 3.68 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Esfuerzo Neto} = 3.68 - 3.26 = 0.42 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (7.1)$$

8. ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION.

En el almacén de proceso, las zapatas centrales quedan prácticamente compensadas, lo cual se observa de 7.1, y considerando que, las zapatas laterales cargan 7 toneladas menos, - estas quedarán totalmente compensadas. Por lo tanto solo - estimaremos los asentamientos del edificio de proceso. En la Fig. 11 se muestra la variación con la profundidad del peso propio del terreno p_0 , y los incrementos de esfuerzo debido al incremento neto de presión $\Delta p = 2.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$, bajo los puntos a y c, y en la Fig. 14 se muestran los coeficientes de influencia para el cálculo de los esfuerzos así como sus -

X,

V

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros-consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X,

valores en función de la profundidad.

El asentamiento S para arcillas normalmente cargadas viene dado por (Ref. 1 Pag. 72)..

$$S = H \frac{C_c}{1+e_0} \text{Log}_{10} \frac{p_0 + \Delta\sigma_z}{p_0} \quad (8.1)$$

donde:

S = Asentamiento del estrato de arcilla

H = Espesor del estrato

C_c = Índice de compresión

e_0 = Relación inicial de vacíos

p_0 = Presión de peso propio del terreno

$\Delta\sigma_z$ = Incremento de presión debida al incremento de carga -
sobre la cimentación

8.1. Asentamientos bajo el punto a y b

De las Figuras 11, 14 y de fórmula 8.1 se tiene lo siguiente para el punto a:

$$\Delta S_{1a} = 10 \frac{3.33}{1+4.33} \text{Log}_{10} \frac{15+2}{15} = 0.3396 \text{ m}$$

$$\Delta S_{2a} = 3.12 \frac{1.71}{1+2.63} \text{Log}_{10} \frac{15.35+1.36}{25.35} = 0.0334 \text{ m}$$

$$\Delta S_{3a} = 2.00 \frac{1.71}{1+2.19} \text{Log}_{10} \frac{24.01+1.00}{34.01} = 0.0135 \text{ m}$$

$$\Delta S_{4a} = 1.00 \frac{1.71}{1+2.20} \text{Log}_{10} \frac{37.76+0.89}{37.76} = 0.0054 \text{ m}$$

X,

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros, consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 639-88-12

X₁

$$\Delta S_{5a} = 4.00 \frac{1.98}{1+3.20} \log_{10} \frac{42.21+0.74}{42.21} \quad \Delta S_a = \frac{0.0142 \text{ m}}{0.41 \text{ m}} \quad (8.1.1)$$

Y para el punto c se tiene:

$$\Delta S_{1c} = 10 \frac{3.33}{1+4.33} \log_{10} \frac{15+0.57}{15} = 0.1010$$

$$\Delta S_{2c} = 3.12 \frac{1.17}{1+2.63} \log_{10} \frac{25.35+0.52}{25.35} = 0.0095$$

$$\Delta S_{3c} = 2.00 \frac{1.71}{1+2.19} \log_{10} \frac{34.01+0.46}{34.01} = 0.0063$$

$$\Delta S_{4c} = 1.00 \frac{1.71}{1+2.20} \log_{10} \frac{37.76+0.425}{37.76} = 0.0026$$

$$\Delta S_{5c} = 4.00 \frac{1.98}{1+3.20} \log_{10} \frac{42.21+0.39}{42.21} \quad \Delta S_c = \frac{0.0075}{0.13} \quad (8.1.2)$$

La cimentación por cajones del edificio de proceso presenta una rigidez infinita por lo tanto el asentamiento total tendrá un orden de magnitud aproximadamente igual al valor medio

$$S_T = \frac{\Delta S_a + \Delta S_c}{2} \quad (8.1.3)$$

Substituyendo (8.1.1) y (8.1.2) en (8.1.3) se obtiene

$$S_T = \frac{0.41+0.13}{2} = 0.27 \text{ m} \quad (8.1.4)$$

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

9.1. La profundidad de desplante de cimentación respecto a la superficie actual se recomienda de 2.5 m.

X₂

V

- 9.2. El esfuerzo neto de trabajo para cimentar por superficie a una profundidad de 2.5 m con un factor de seguridad respecto a falla de 3, puede ser de 3.65 ton/m²
- 9.3. Se propone una cimentación a base de cajones de cimentación, parcialmente compensada para el edificio de proceso, su esfuerzo neto a la profundidad de desplante, es del orden de 2.40 -- ton/m², sus dimensiones se indican en la Fig. 9. No es necesario usar pilotes de control, se puede dejar la preparación en los cajones para colocarse en el futuro en caso de ser necesario.
- 9.4. En el almacén de proceso se proponen zapatas cuadradas de 3.00 x 3.00 m, desplantadas a 2.5 m, estas prácticamente quedan totalmente compensadas, su esfuerzo neto oscila de cero a 0.42 ton/m².
- 9.5. Los asentamientos a largo plazo en el edificio de proceso serán menores o iguales a 27 cm. Los asentamientos diferenciales serán despreciables por la rigidez de la cimentación y la estructura. En el almacén de proceso serán nulos, su valor se registrará por el regional.
- 9.6. Sólo el almacén de proceso tendrá rellenos, se recomienda excavar 50 cm. para quitar la arcilla superficial con raíces, y rellenar con un limo arenoso compactado al 90% respecto a la prueba de compactación de Proctor, compactándose en capas de 20 cm, --

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X,

hasta llegar a 20 cm arriba del nivel actual del terreno.

- 9.7. La losa de piso en almacén de proceso deberá llevar juntas de construcción impermeables con separaciones en ambas direcciones menores o iguales a 8.00 m, también en su intersección con el muro perimetral deberá llevar juntas de construcción. La unión entre los pedestales de columna deben ser dalas, que queden separadas del plano inferior de la losa, una distancia mayor o igual a 20 cm.
- 9.8 La estructura actual, el edificio de proceso, y el almacén de proceso deberán ser independientes, es decir tendrán juntas de construcción en cimentación y estructura.

BALLESTEROS, S.A.
Ingenieros Consultores.

10. Referencias

- 10.1 Terzaghi, Karl y Peck, Ralph B., "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley & Sons, Inc. 2a. edición, 1967.
- 10.2 Meyerhof, G.G., "Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils", J. Soil Mechanics, ASCE, 82 SM 1, Paper 866, 1956, pp. 1-19.
- 10.3 Schmertman, John H., "The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay", Transactions, ASCE, Vol. 120, 1955, pp. 1201-1233.
- 10.4 Boussinesq, J., "Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques", Paris, Gauthier-Villars, 1885.
- 10.5 Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley.

X,

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X,

LISTA DE FIGURAS

- Fig. 1 Cargas sobre columnas de cimentación
- Fig. 2 Croquis de localización de sondeos
- Fig. 3 Columna estratigráfica SM-1
- Fig. 4 Columna estratigráfica SM-2
- Fig. 5 Columna estratigráfica SM-3
- Fig. 6 Prueba de consolidación a 6 m. de profundidad en SM-2
- Fig. 7 Prueba de consolidación a 18 m. de profundidad en SM-2
- Fig. 8 Prueba de consolidación en SM-2 a 28 m. de profundidad
- Fig. 9 Croquis de cimentación del edificio de proceso a base de cajones de concreto reforzado
- Fig. 10 Croquis de cimentación a base de zapatas cuadradas en almacén de proceso
- Fig. 11 Esfuerzos verticales debidos a peso propio y sobre carga neta aplicada
- Fig. 12 Perfiles estatigráficos
- Fig. 13 Prueba Triaxial consolidada rápida a 32 m de profundidad del SM-2.

X,

v

BALLESTEROS, S. A.
ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X,

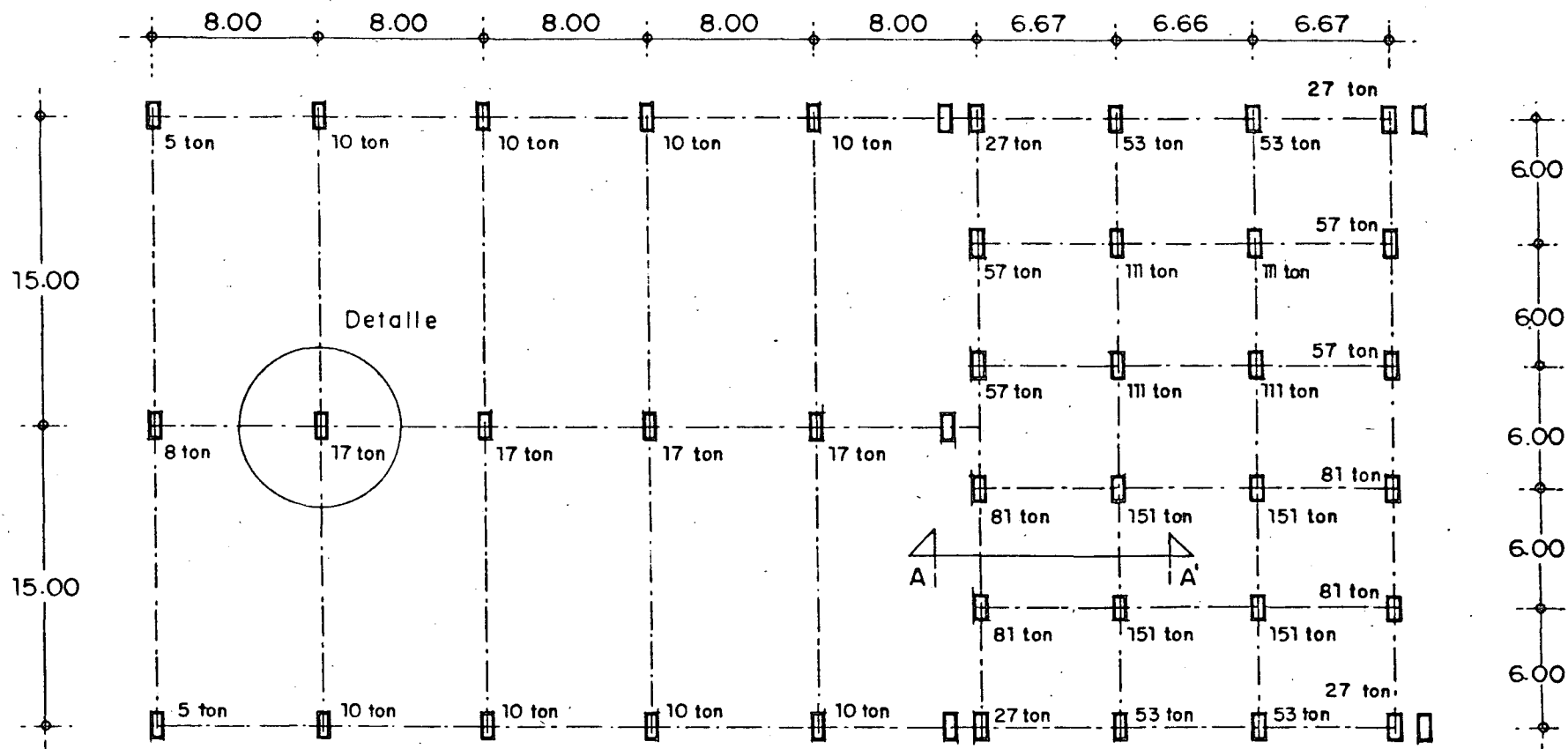
Fig. 14 Coeficientes de influencia para el cálculo
de incremento de esfuerzos verticales $\Delta\sigma_z$

Fig. 14a Condición analizada

Fig. 15 Curva de esfuerzo deformación.

X,

V



ALMACEN PROCESO

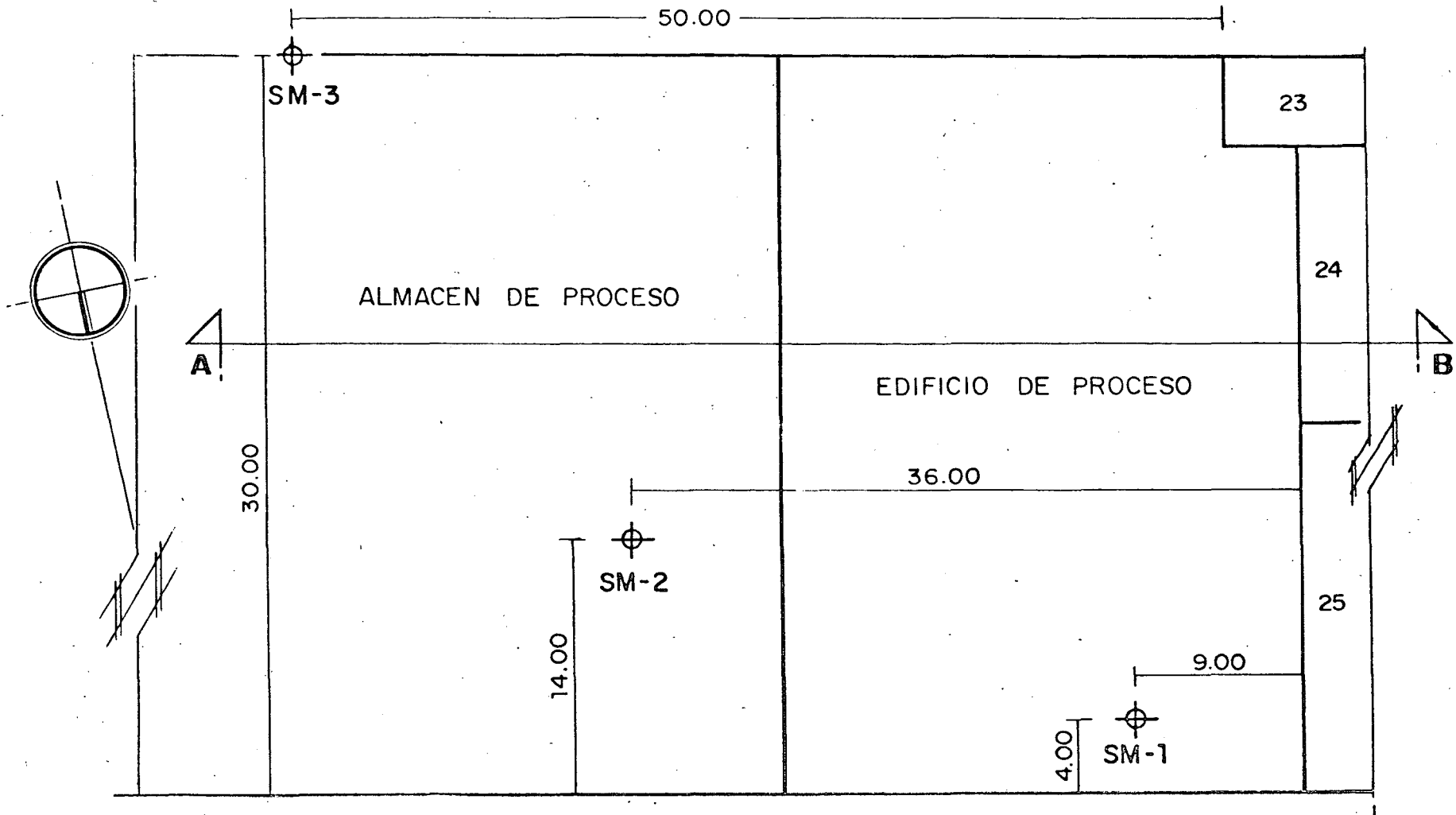
EDIFICIO PROCESO

Ver corte en la Fig. 9
detalle en la Fig. 10

Nota : Cargas proporcionadas por MECSA

BALLESTEROS, S. A.

CARGAS SOBRE COLUMNAS
 OBRA : GENERAL FOODS DE MEXICO S.A.
 Localización : STA. CLARA, ECATEPEC
 EDO. DE MEXICO
 ESC : 1 : 33.5 FIGURA No 1



SM = Sondeo mixto
Escala 1:33.5

ESC. 1:33.5

CROQUIS DE LOCALIZACION DE SONDEOS

BALLESTEROS, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES

Nevado 125-102 Mexico 13, D.F Tel: 539-88-12

LOCALIZACION : STA. CLARA, ECATEPEC.

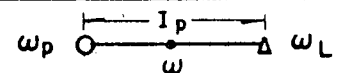
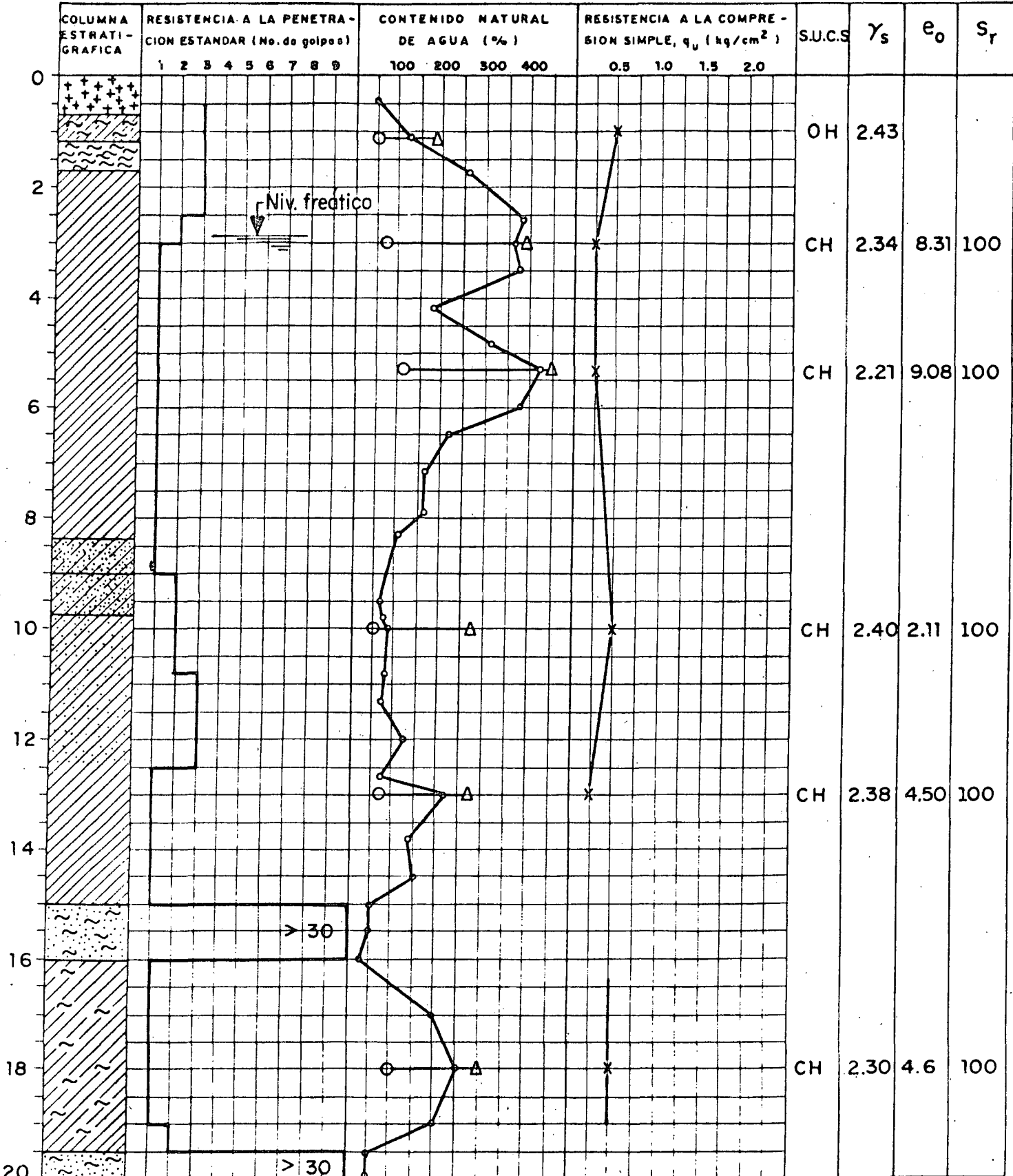
EDO. DE MEXICO

TIPO DE SONDEO : MIXTO, M 1

NIVEL DE AGUAS FREATICAS : 2.90 metros

ELEVACION : 0.00

FECHA : JULIO 6 DE 1976



- 
RELLENO
- 
LIMO
- 
ARENA
- 
GRAVA
- 
ARCILLA
- 
BOLEOS
- 
MAT. ORGANICA

FIGURA No. 3

BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES

Nevado 125-102 Mexico 13, D.F. Tel: 539-88-12

OBRA : GENERAL FOODS DE MEXICO S.A.

LOCALIZACION : STA. CLARA , ECATEPEC

EDO. DE MEXICO

TIPO DE SONDEO : MIXTO , M - 2

NIVEL DE AGUAS FREATICAS : 2.55 metros

ELEVACION : 0.00

FECHA : JULIO 5 DE 1976

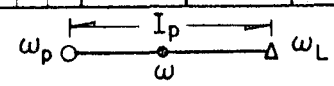
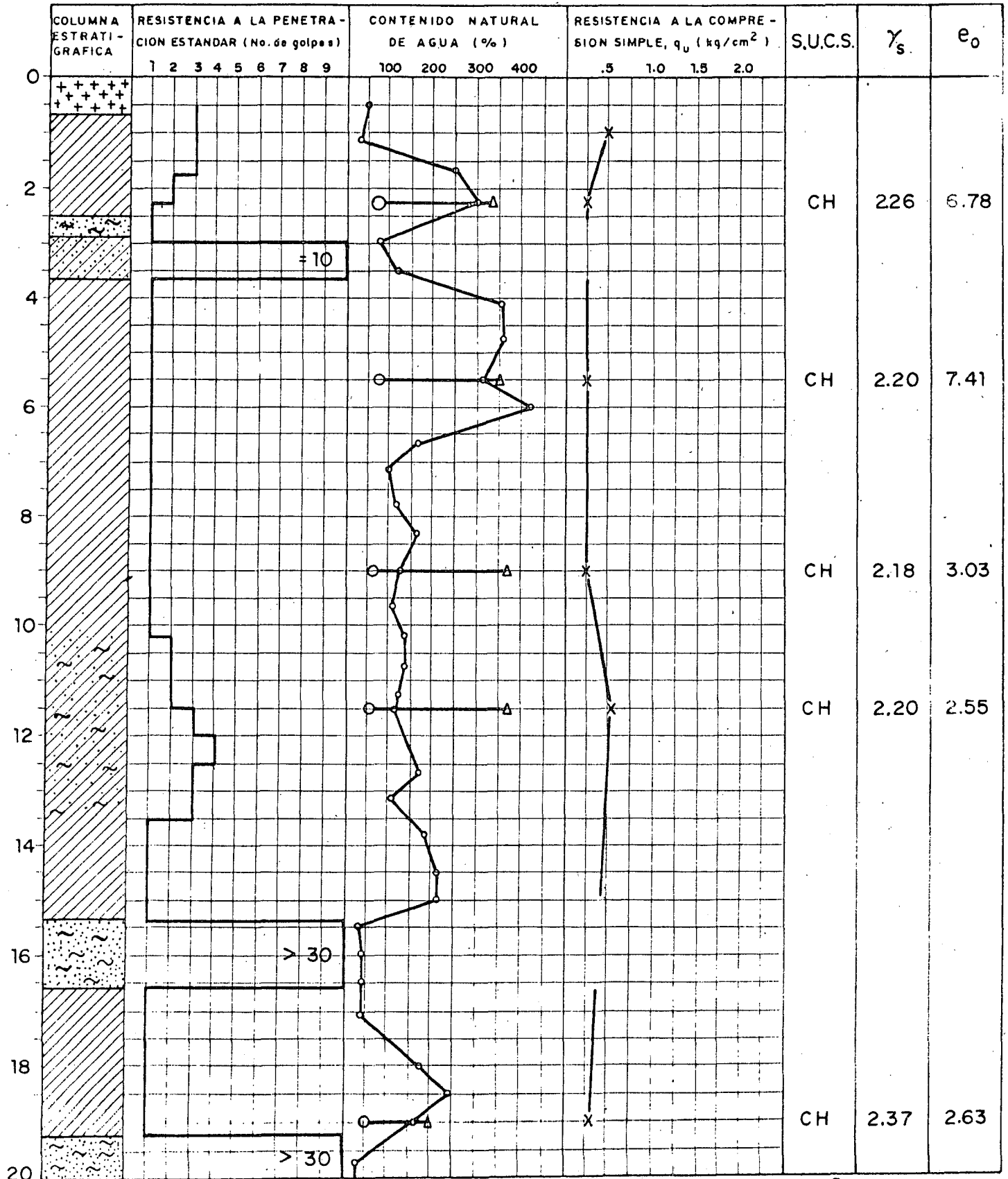


FIGURA No. 4

BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES

Nevado 125-102 Mexico 13, D.F. Tel: 5 39-88-12

LOCALIZACION: STA. CLARA, ECATEPEC

EDO. DE MEXICO

TIPO DE SONDEO: MIXTO M2

NIVEL DE AGUAS FREATICAS: 2.55 metros

ELEVACION: 0.00

FECHA: JULIO 5 DE 1976

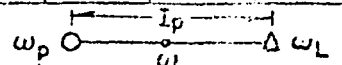
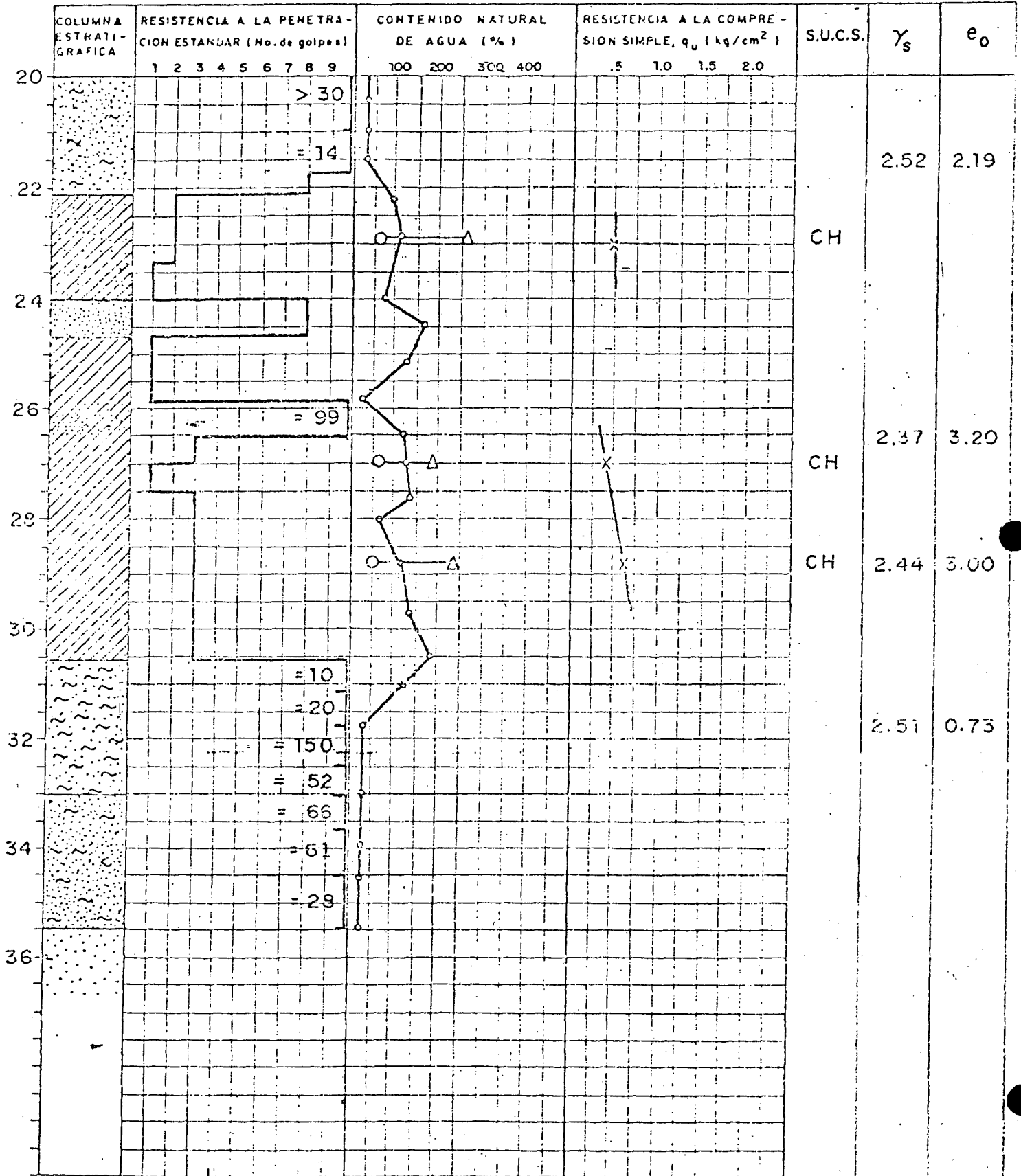


FIGURA NO. 4

BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES

Nevalo 125-102 Mexico 13, D.F Tel: 539-88-12

OBRA : GENERAL FOODS DE MEXICO , S.A.

LOCALIZACION : STA. CLARA ECATEPEC

EDO. DE MEXICO

TIPO DE SONDEO : MIXTO , M-3

NIVEL DE AGUAS FREATICAS : 2.70 m

ELEVACION : 0.00

FECHA : JULIO 6 DE 1976

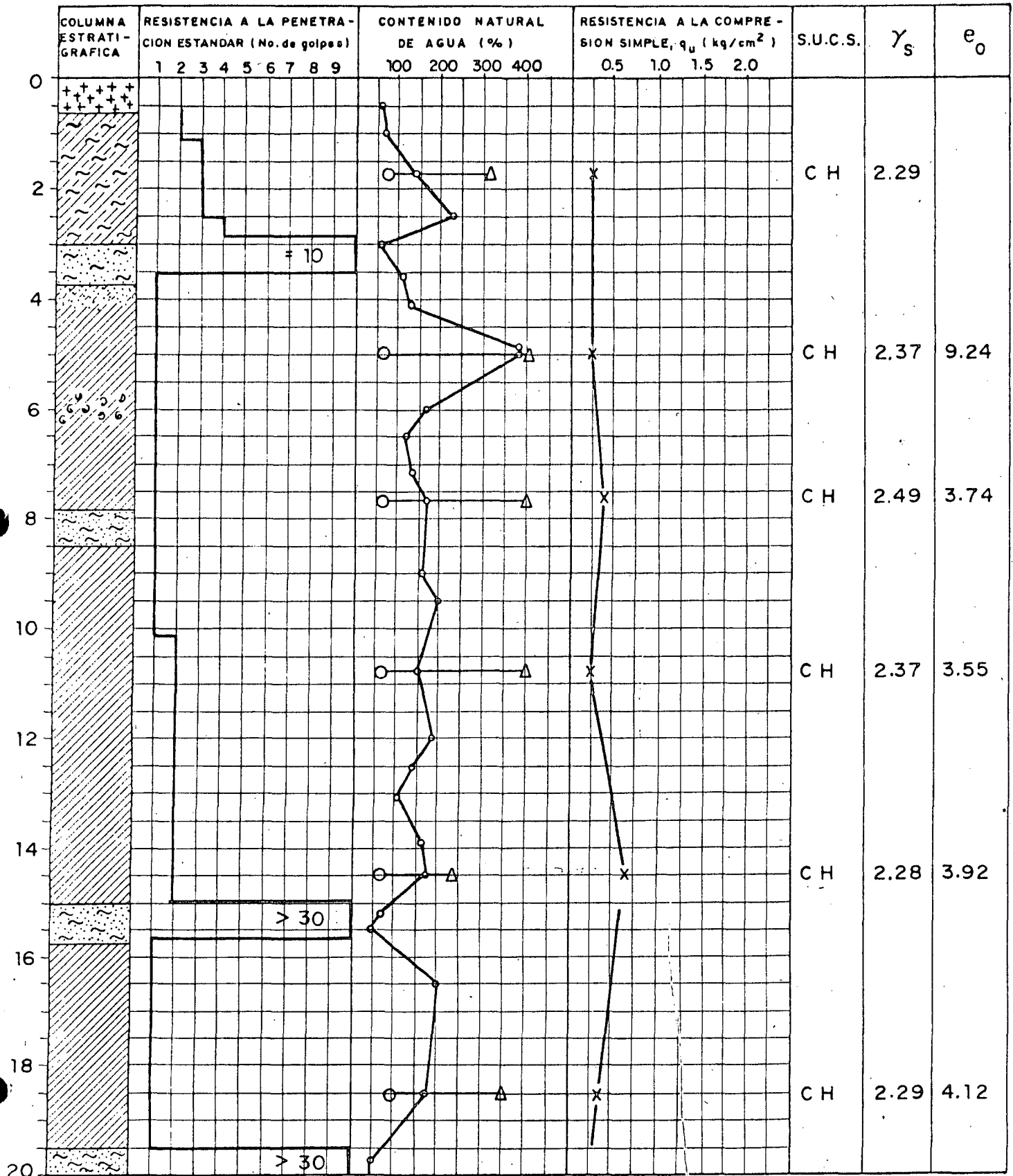


FIGURA No. 5

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra GENERAL FOODS Sondeo M2 Localización ECATEPEC EDO. MEX.

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	ω_0 (%)	e_0	Sr (%)	p_0 (kg/cm ²)
	S1	6.00 m	199	4.33	100%	1.00

K = curva de campo

Ku = curva de laboratorio

Kr = curva remodelada

p_0 = Esfuerzo de preconsolidación

C_c = Indice de compresibilidad (3.33)

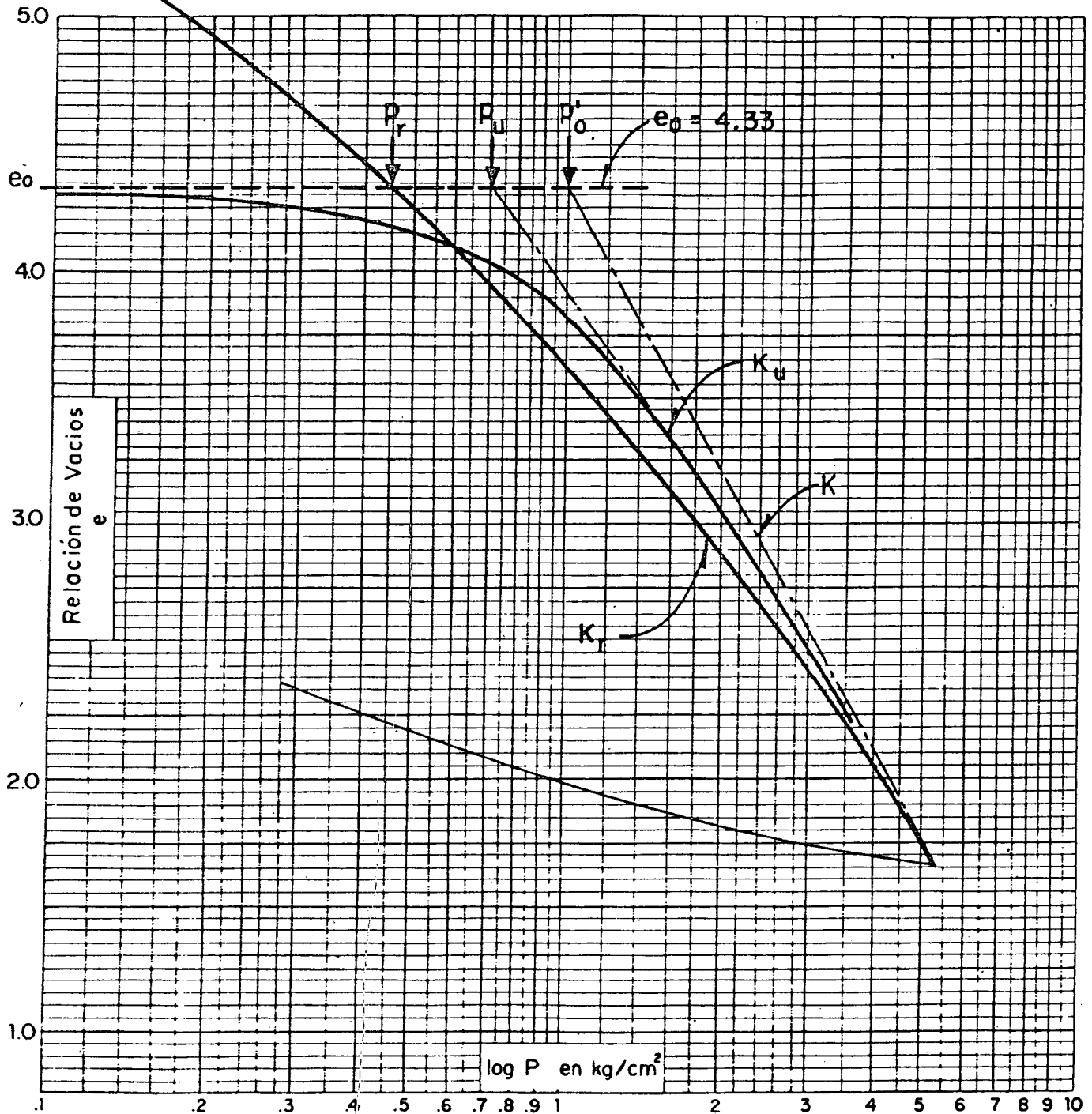


FIGURA No. 6

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra GENERAL FOODS Sondeo M2 Localización ECATEPEC EDO. MEX.

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	ω_0 (%)	e	Sr (%)	p_0 (kg/cm ²)
	S2	18.00 m	100	2.63	100%	100

K = curva de campo

Ku = curva de laboratorio

Kr = curva remoldeada

p_0 = Esfuerzo de preconsolidación

C_c = Indice de compresibilidad (1.71)

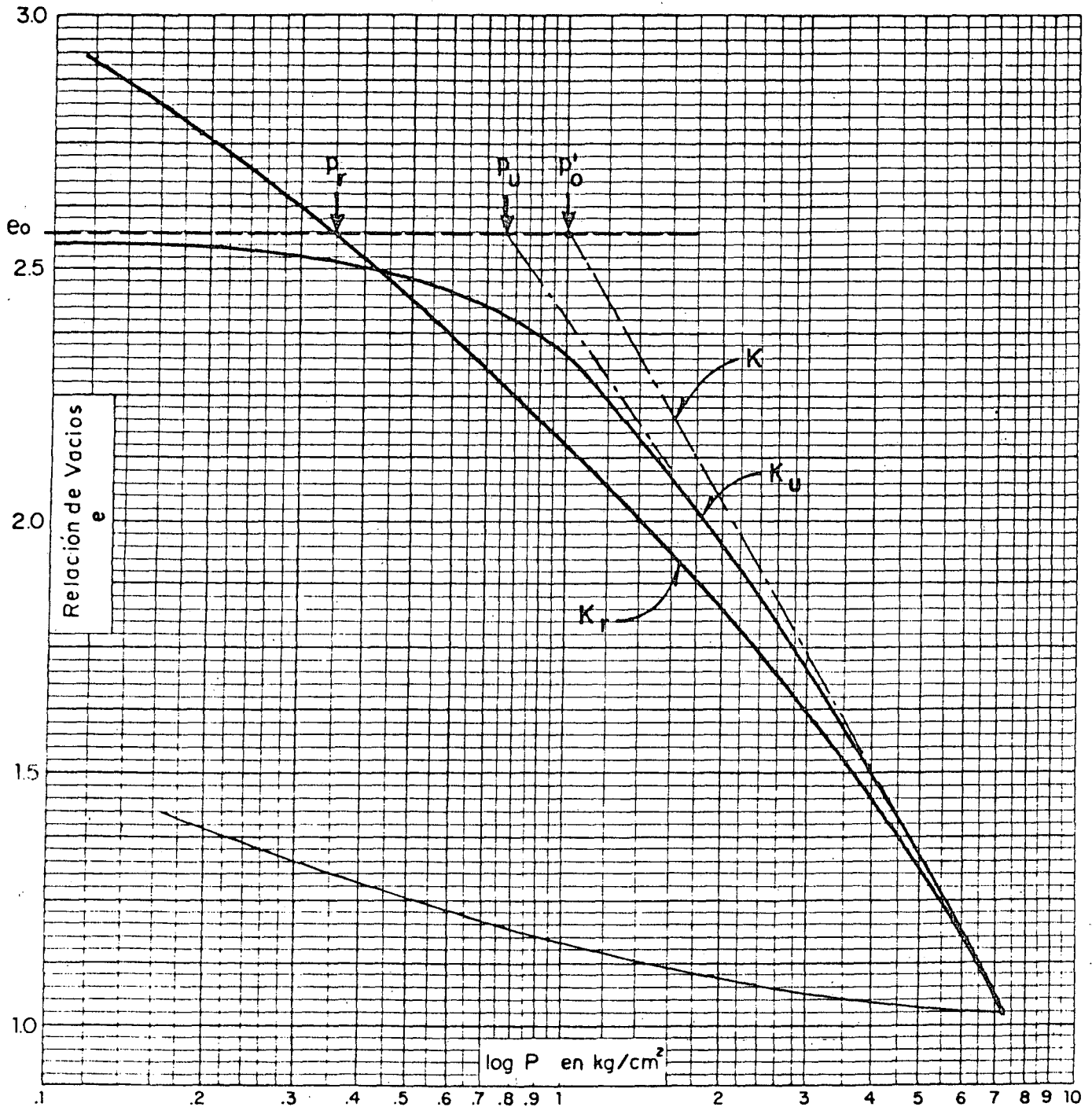


FIGURA No. 7

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra GENERAL FOODS Sondeo M2 Localización ECATEPEC EDO. MEX.

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	ω_0 (%)	e	Sr (%)	p_0 (kg/cm ²)
	S3	28.00 m	135	3.20	100%	1.00

K = curva de campo

Ku = curva de laboratorio

Kr = curva remoldeada

p_0 = Esfuerzo de preconsolidación

C_c = Indice de compresibilidad (1.98)

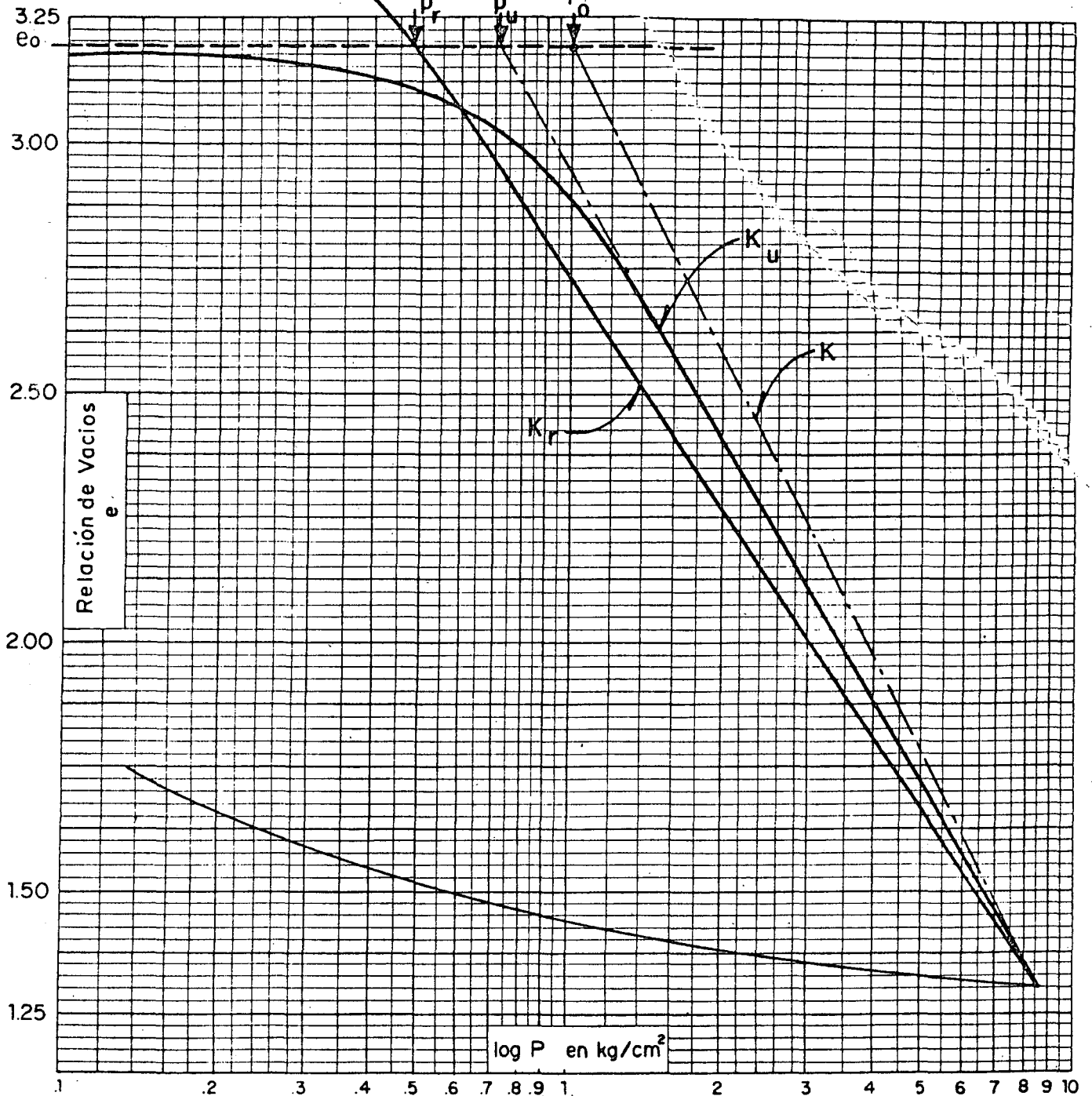
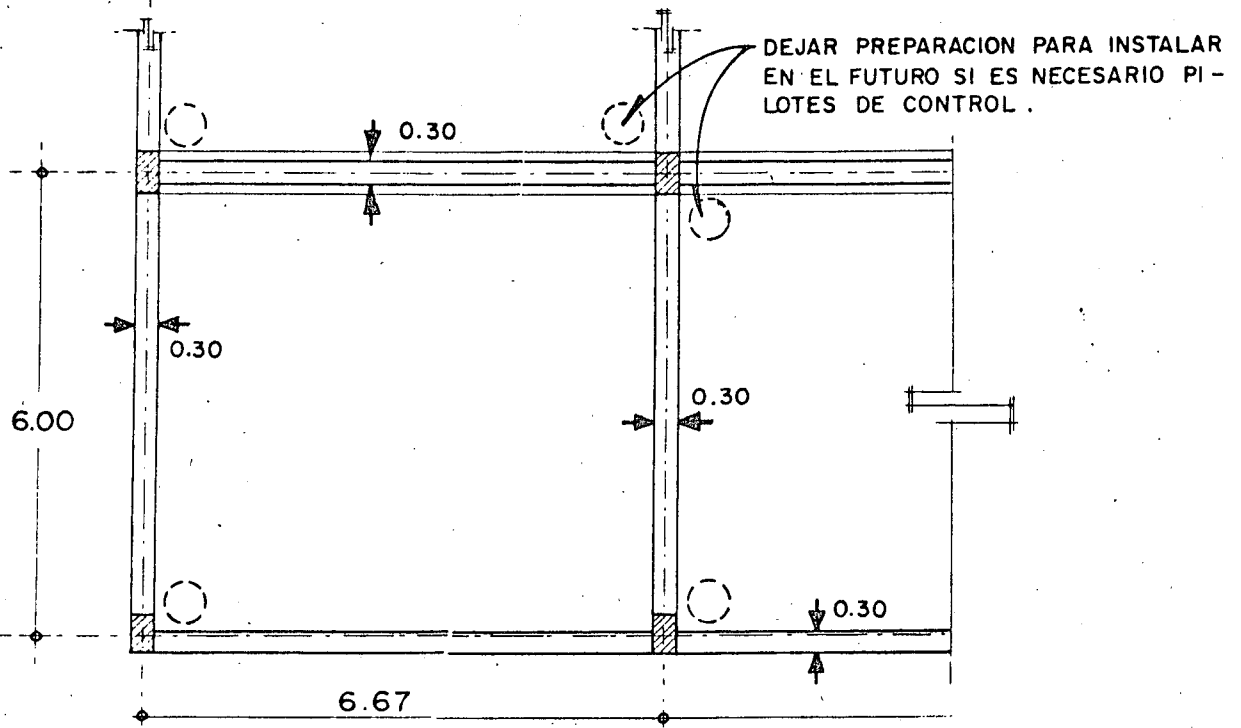
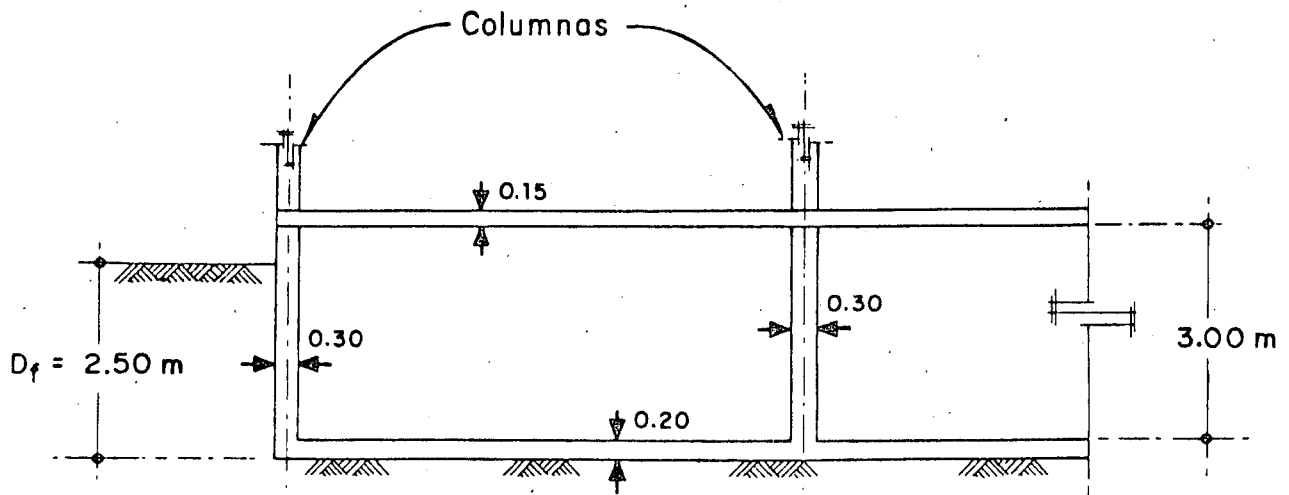


FIGURA No. 8

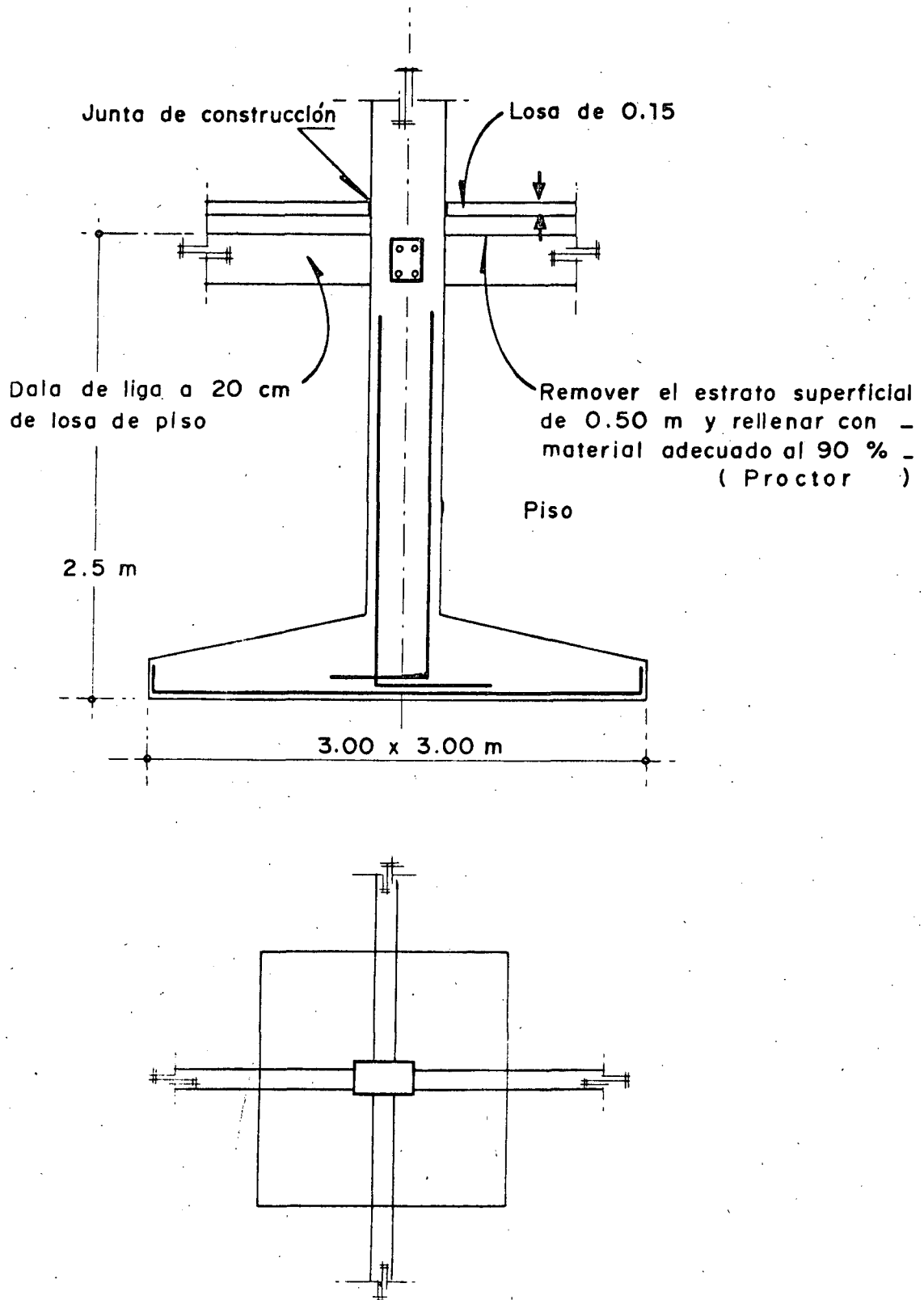


P L A N T A

Acotaciones en m.

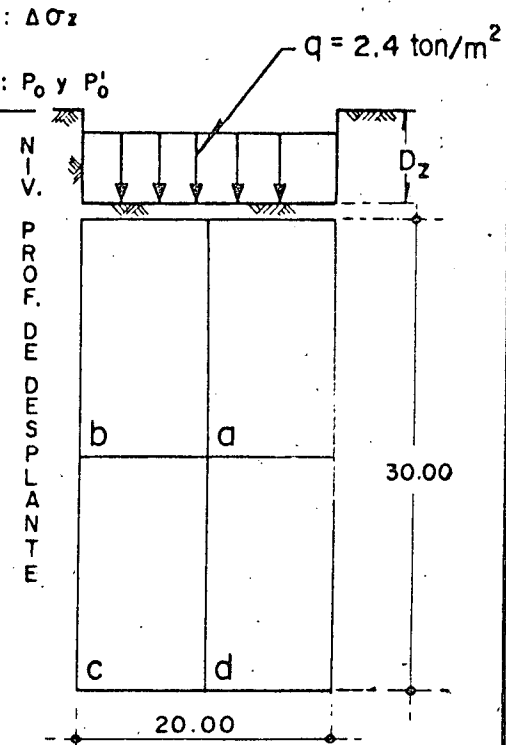
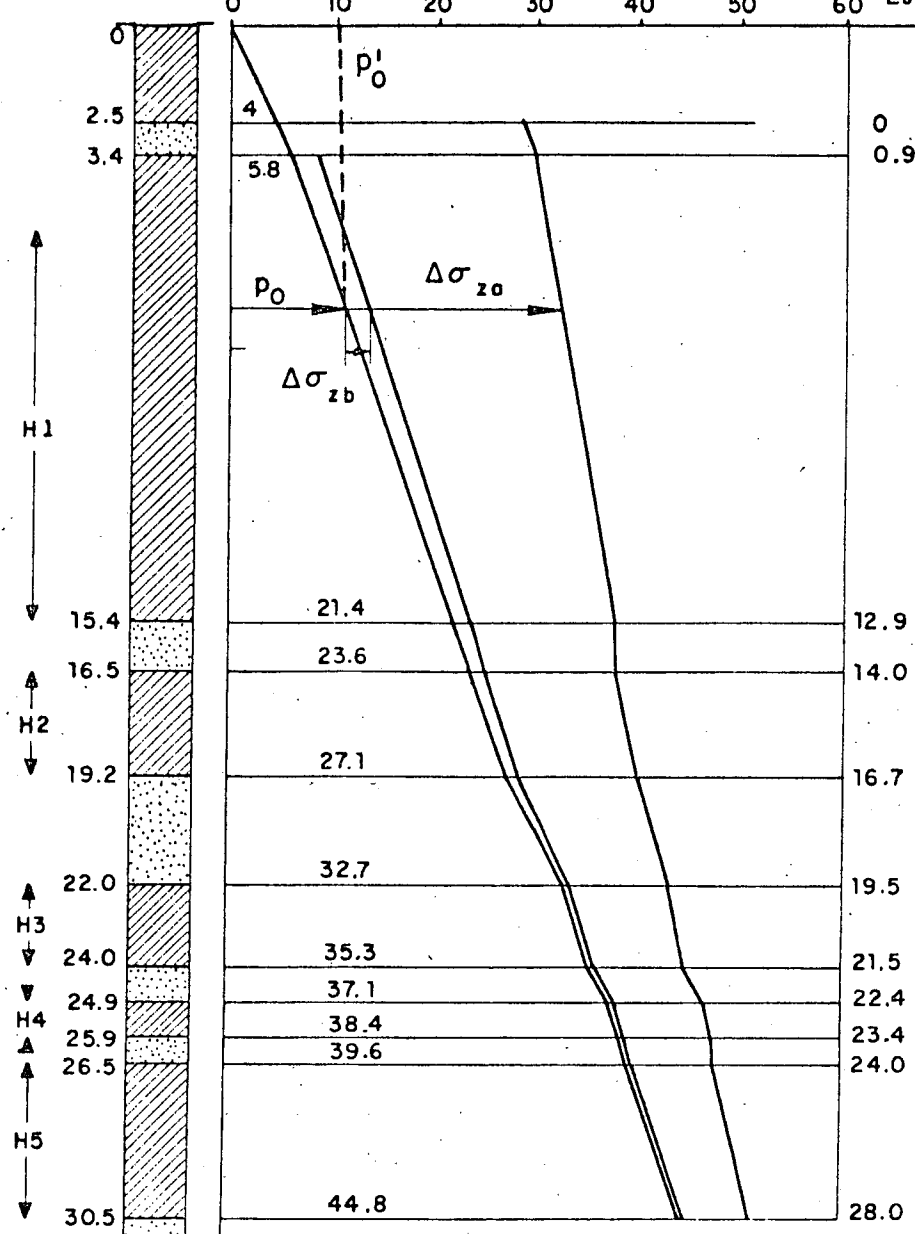
CROQUIS De cimentación parcialmente compensada en Edificio de proceso a base de cajones de concreto reforzado.

Escala 1 : 100



CROQUIS de cimentación a base de zapatas cuadradas en Almacén de proceso

NIVELES
PROFUNDIDAD
DEL
TERRENO

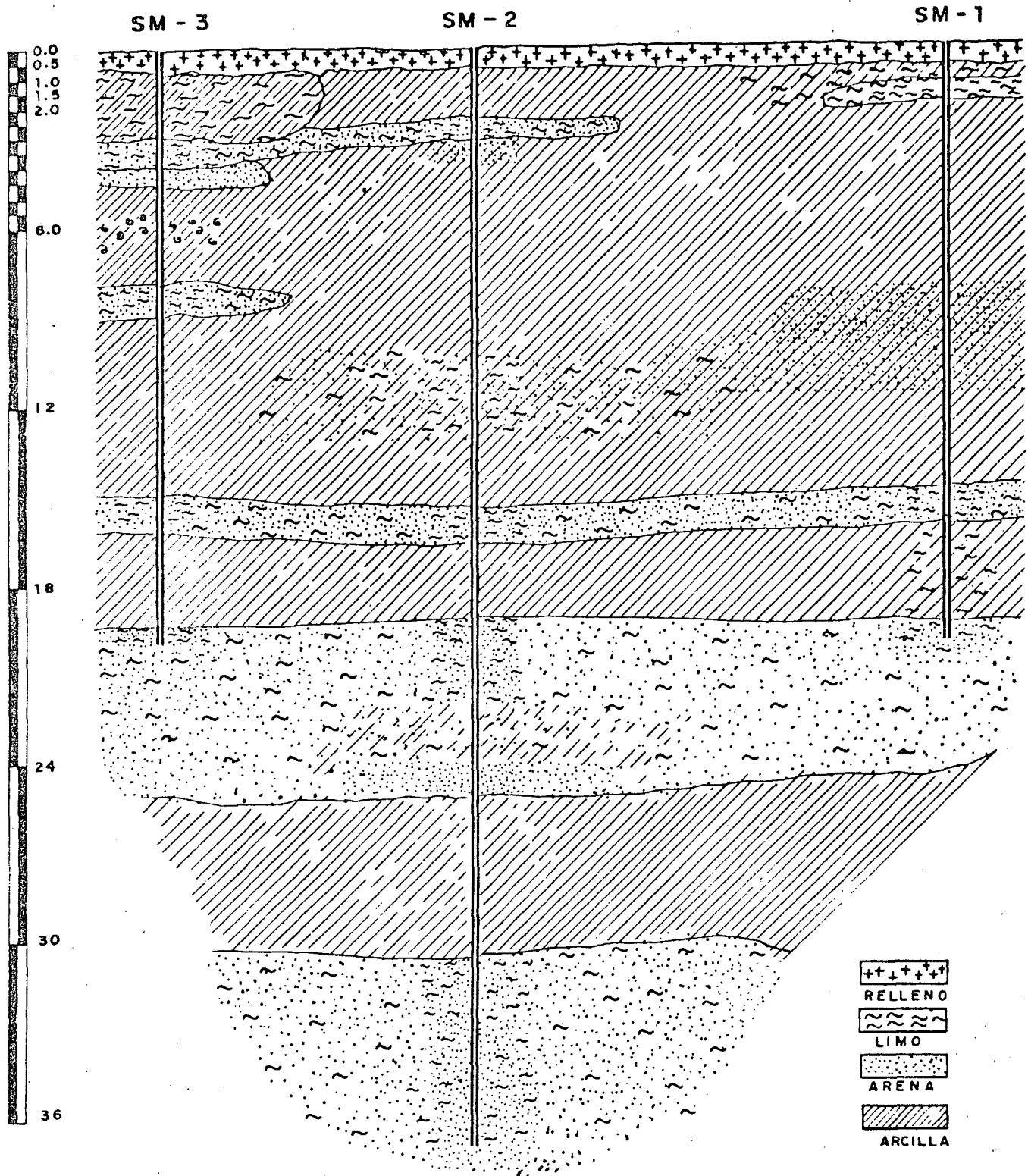


- a = Esfuerzos bajo el punto a
- b = Esfuerzos bajo el punto b
- c = Esfuerzos bajo el punto c
- d = Esfuerzos bajo el punto d

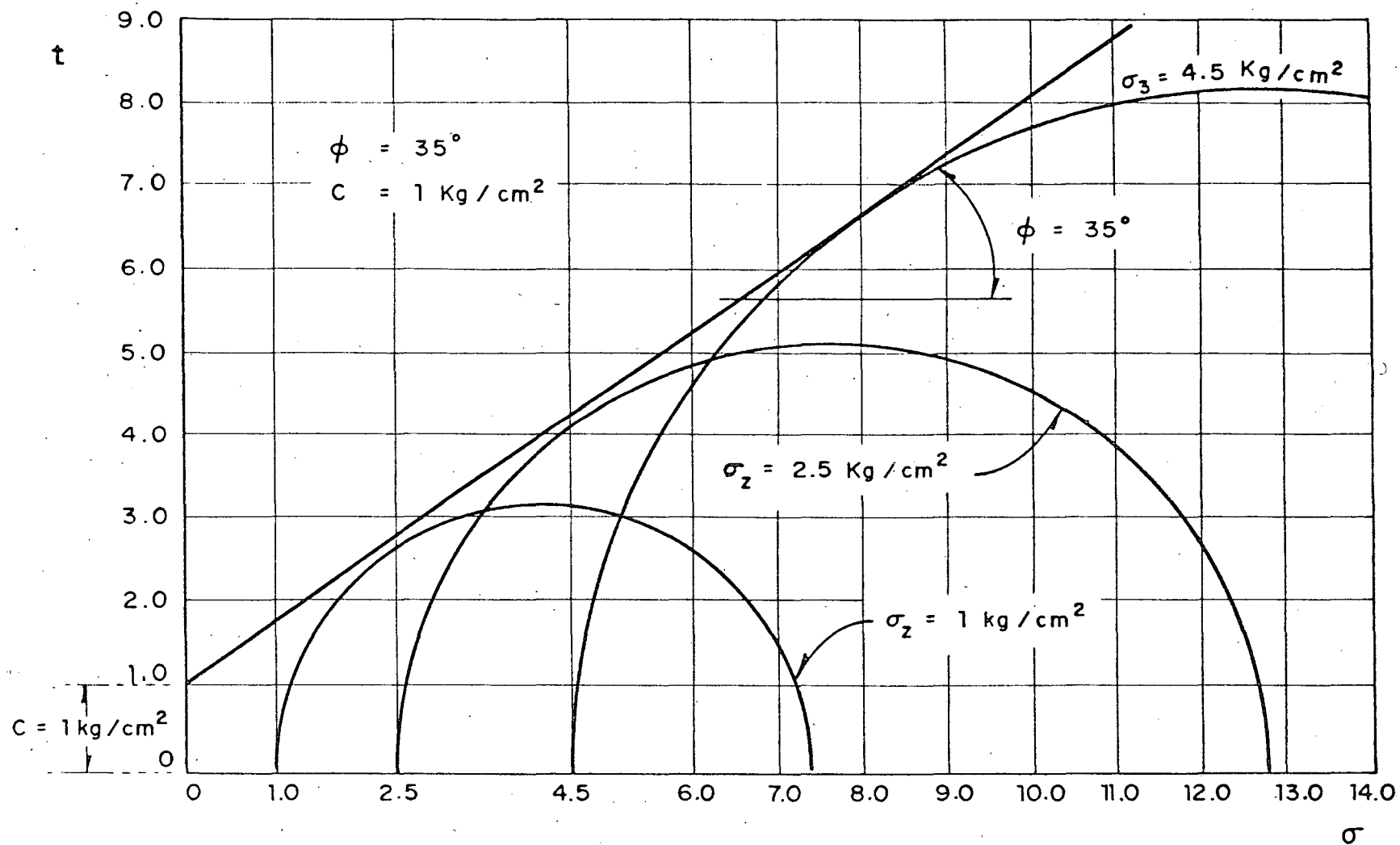
$H_1 = 10.00\text{m}, C_{C1} = 3.33, e_{01} = 4.33, p_{01} = 15.00 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_{z1} = 2 \text{ ton/m}^2$
 $H_2 = 3.12\text{m}, C_{C2} = 1.71, e_{02} = 2.63, p_{02} = 25.35 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_{z2} = 1 \text{ ton/m}^2$
 $H_3 = 2.00\text{m}, C_{C3} = 1.71, e_{03} = 2.19, p_{03} = 34.01 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_{z3} = 1 \text{ ton/m}^2$
 $H_4 = 1.00\text{m}, C_{C4} = 1.71, e_{04} = 2.20, p_{04} = 37.76 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_{z4} = .89 \text{ ''}$
 $H_5 = 4.00\text{m}, C_{C5} = 1.98, e_{05} = 3.20, p_{05} = 42.21 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_{z5} = .74 \text{ ''}$

Esfuerzos verticales debidos al peso propio y sobrecarga neta aplicada a $D_z = 2.50 \text{ m}$

Perfil estratigráfico probable en línea AB



SM.- Sondeo Mixto
Escala Horizontal 1 : 33.5
Escala Vertical 1 : 200



Muestra D1

Z = 32 m

N = 150 golpes/p

Muestreador : Denison

Material : Limo arenoso muy compacto

$\omega = 30\%$, $e_0 = 0.75$

Prueba triaxial drenada rápida

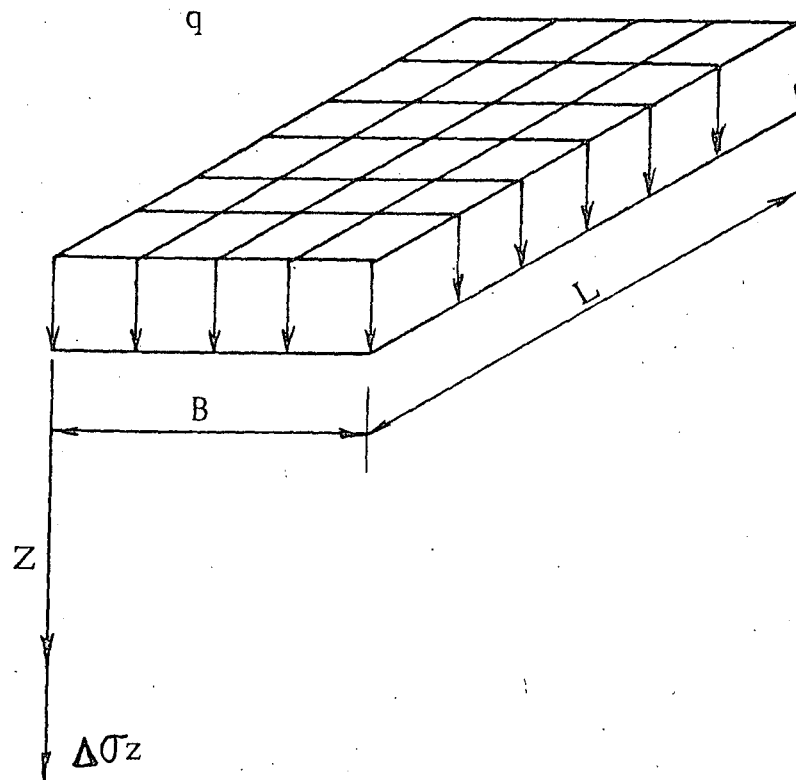
Punto	Prof* z (m)	B (m)	L (m)	m= $\frac{B}{z}$	n= $\frac{L}{z}$	I_{ρ}	N° de Areas	$\Delta\sigma_z$
								ton/m ²
(a)	0.90	10	15	11.9	16.67	0.250	4	2.4
	12.90	10	15	0.78	1.16	0.168	4	1.61
	14.00	10	15	0.71	1.07	0.153	4	1.47
	16.70	10	15	0.60	0.90	0.131	4	1.26
	19.50	10	15	0.51	0.77	0.110	4	1.06
	21.50	10	15	0.47	0.70	0.097	4	0.93
	22.40	10	15	0.45	0.67	0.094	4	0.90
	23.40	10	15	0.43	0.64	0.092	4	0.88
	24.00	10	15	0.42	0.63	0.085	4	0.82
28.00	10	15	0.36	0.54	0.068	4	0.65	
	0.90	20.01	30.00	22.23	33.33	0.25	1	0.60
	12.90	20.01	30.00	1.55	2.33	0.23	1	0.55
	14.00	20.01	30.00	1.43	2.14	0.222	1	0.53
	16.70	20.01	30.00	1.20	1.80	0.210	1	0.50
	19.50	20.01	30.00	1.03	1.54	0.195	1	0.47
	21.50	20.01	30.00	0.93	1.40	0.188	1	0.45
	22.40	20.01	30.00	0.89	1.34	0.178	1	0.43
	23.40	20.01	30.00	0.86	1.28	0.175	1	0.42
	24.00	20.01	30.00	0.83	1.25	0.172	1	0.41
28.00	20.01	30.00	0.71	1.07	0.155	1	0.37	

Fig. 14 Coeficientes de influencia para el**
cálculo de incrementos de esfuerzo
vérticales bajo los puntos a y c.

$$\Delta q = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \quad \Delta\sigma_z = (\text{N}^\circ \text{ de Areas}) (I_{\rho}) (\Delta q)$$

* z medida a partir de la profundidad de desplante $D_f = 2.5$ m.
** Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons. pp-485.

CONDICION ANALIZADA



$$\Delta\sigma_z = n q I_p$$

$\Delta\sigma$ Esfuerzo normal vertical en un punto N ubicado debajo de una esquina de una área rectangular uniformemente cargada.

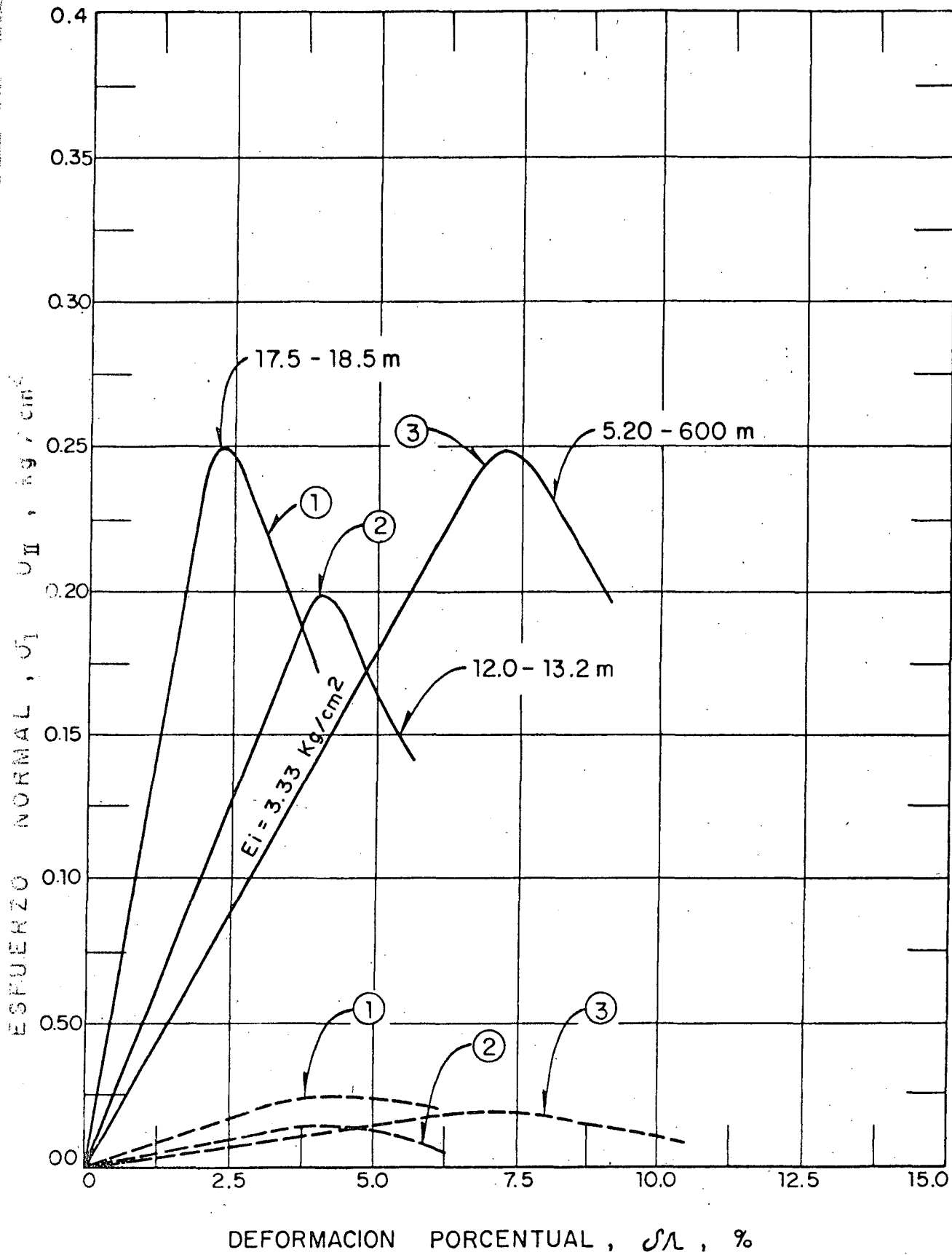
n = Número de áreas.

z = Profundidad en metros.

q = Carga por unidad de área.

I_p = Coeficiente de influencia para esfuerzos normales verticales.

Fig. 14a.



$$S_{t_1} = \frac{0.25}{0.025} = 10.00$$

$$S_{t_2} = \frac{0.200}{0.015} = 13.33$$

$$S_{t_3} = \frac{0.25}{0.020} = 12.50$$

S_t = Sensitividad de material
 E_i = Módulo de tangente

BALLESTEROS, S. A.

CURVAS ESFUERZO DEFORMACION
 Obra GENERAL FOODS DE MEXICO S.A.
 Localización STA. CLARA, ECATEPEC
EDO. DE MEXICO
 Fecha Julio-6-1976 Fig. 15



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE CIMENTACIONES

CALCULO DE ESFUERZOS VERTICALES

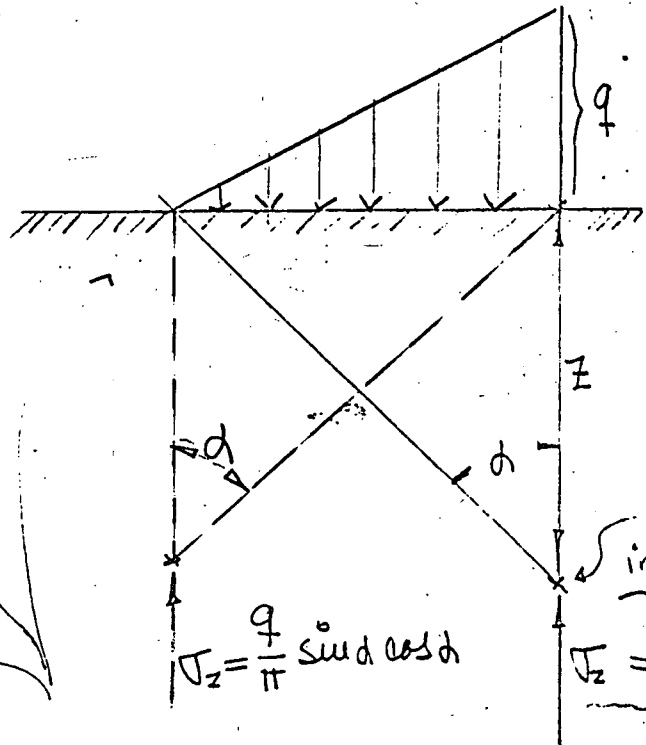
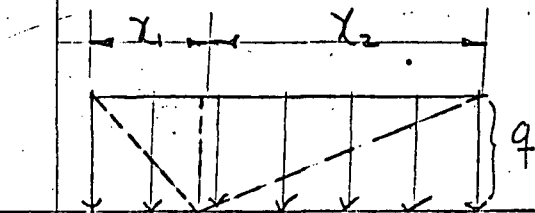
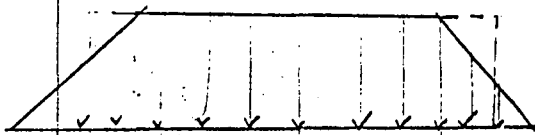
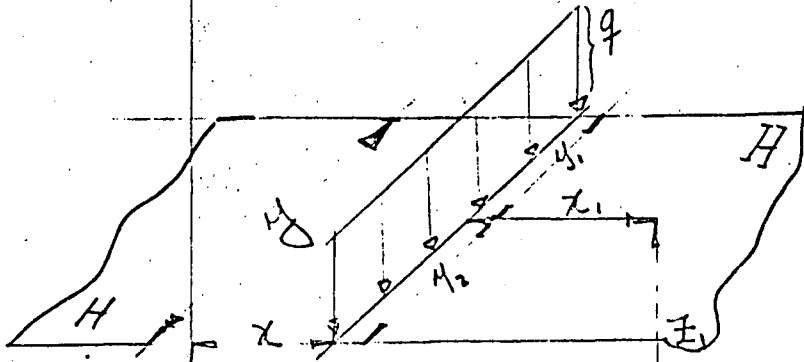
DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.



Line Load.

$$m = \frac{x}{z} \quad n = \frac{z}{H/\sigma}$$



$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \sin d \cos d$$

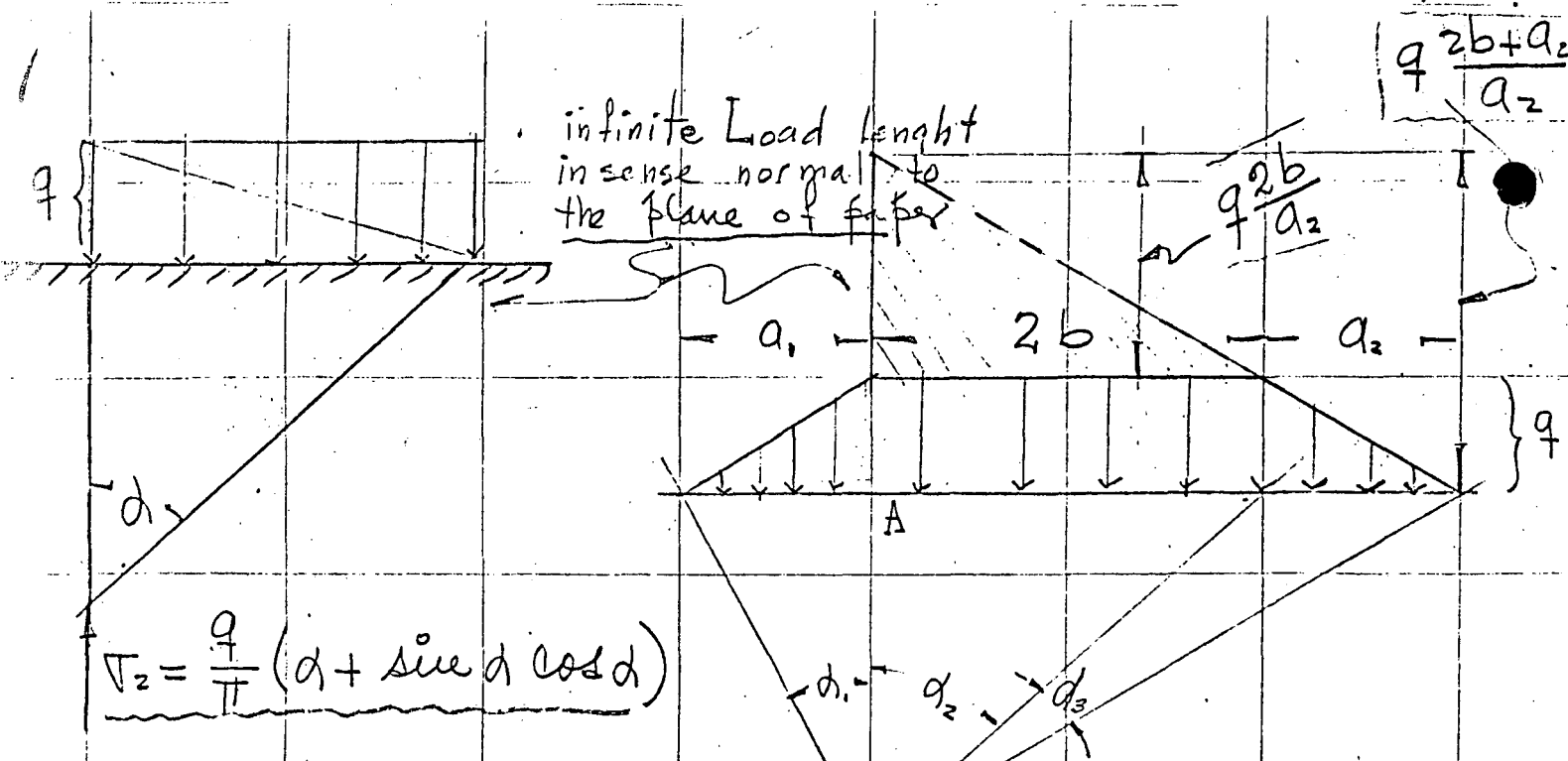
maximum intensity

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} d$$

infinite length in sense normal to the plane of paper

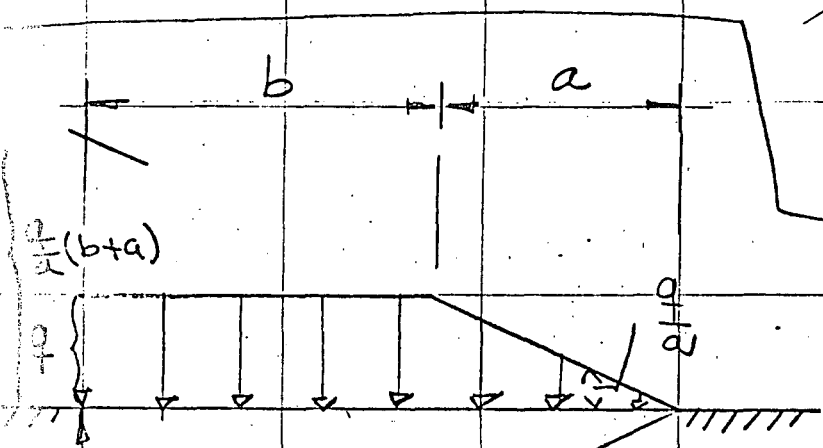
$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} (\sin d_1 \cos d_1 + d_1 + \sin d_2 \cos d_2 + d_2)$$

infinite Load length
in sense normal to
the plane of paper



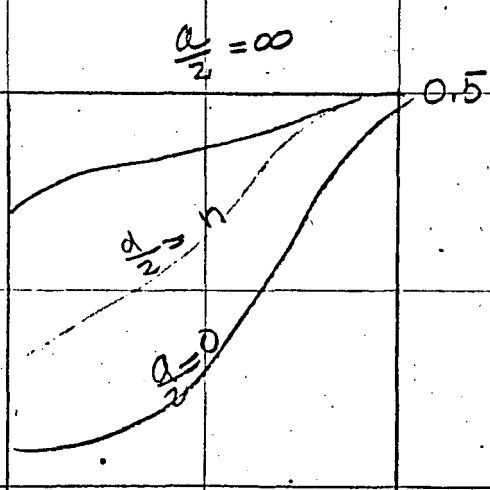
$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} (d + \sin d \cos d)$$

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left[d_1 + \frac{2b+a_2}{a_2} (d_2+d_3) - \frac{3b}{a_2} d_2 \right]$$

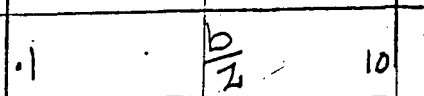


$$\sigma_z = I \times q$$

$$I = f\left(\frac{b}{z}, \frac{a}{z}\right)$$



Homogeneous
elastic
isotropic
semi infinite



LINE OF FINITE LENGTH UNIFORMLY LOADED

BOUSSINESQ CASE

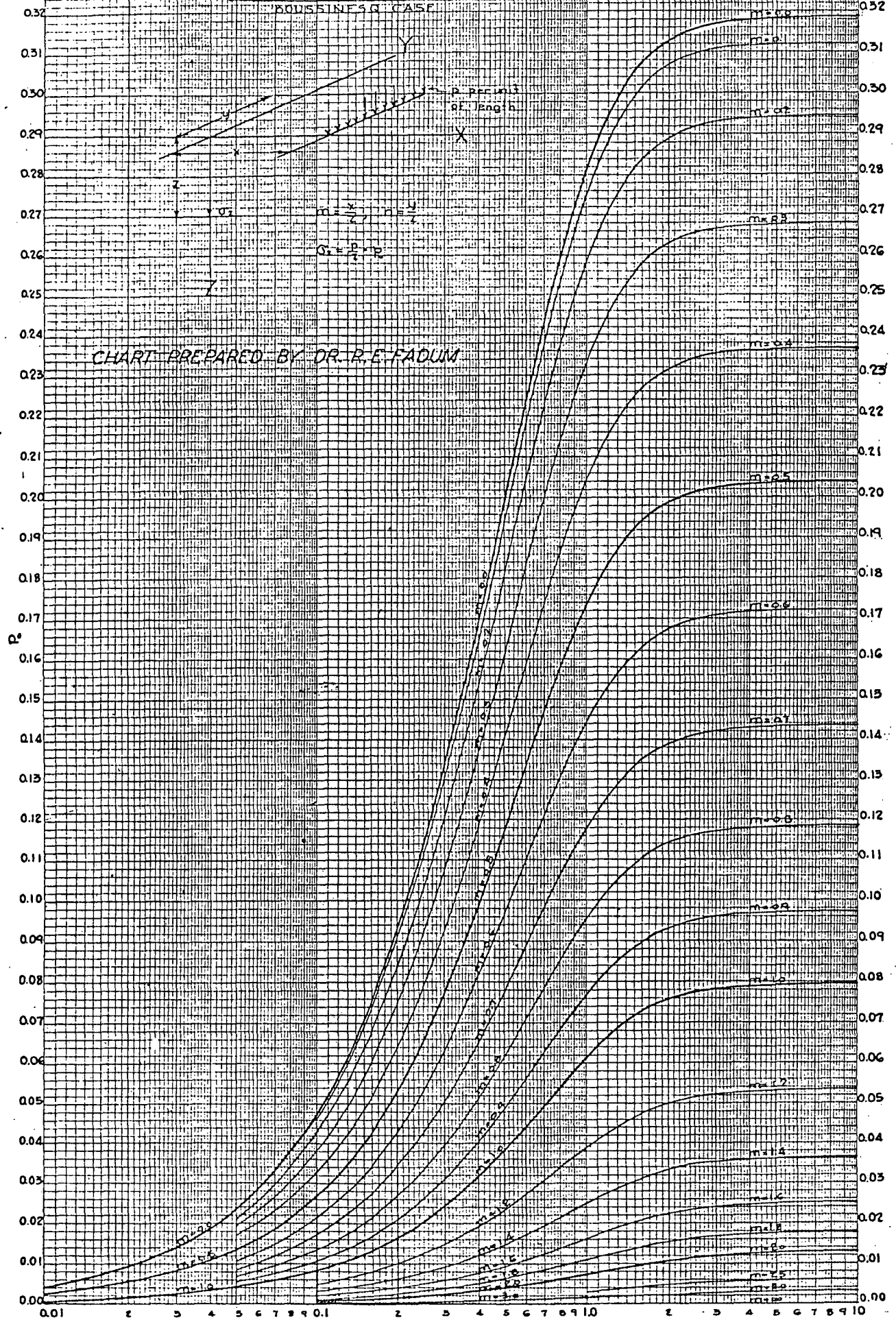
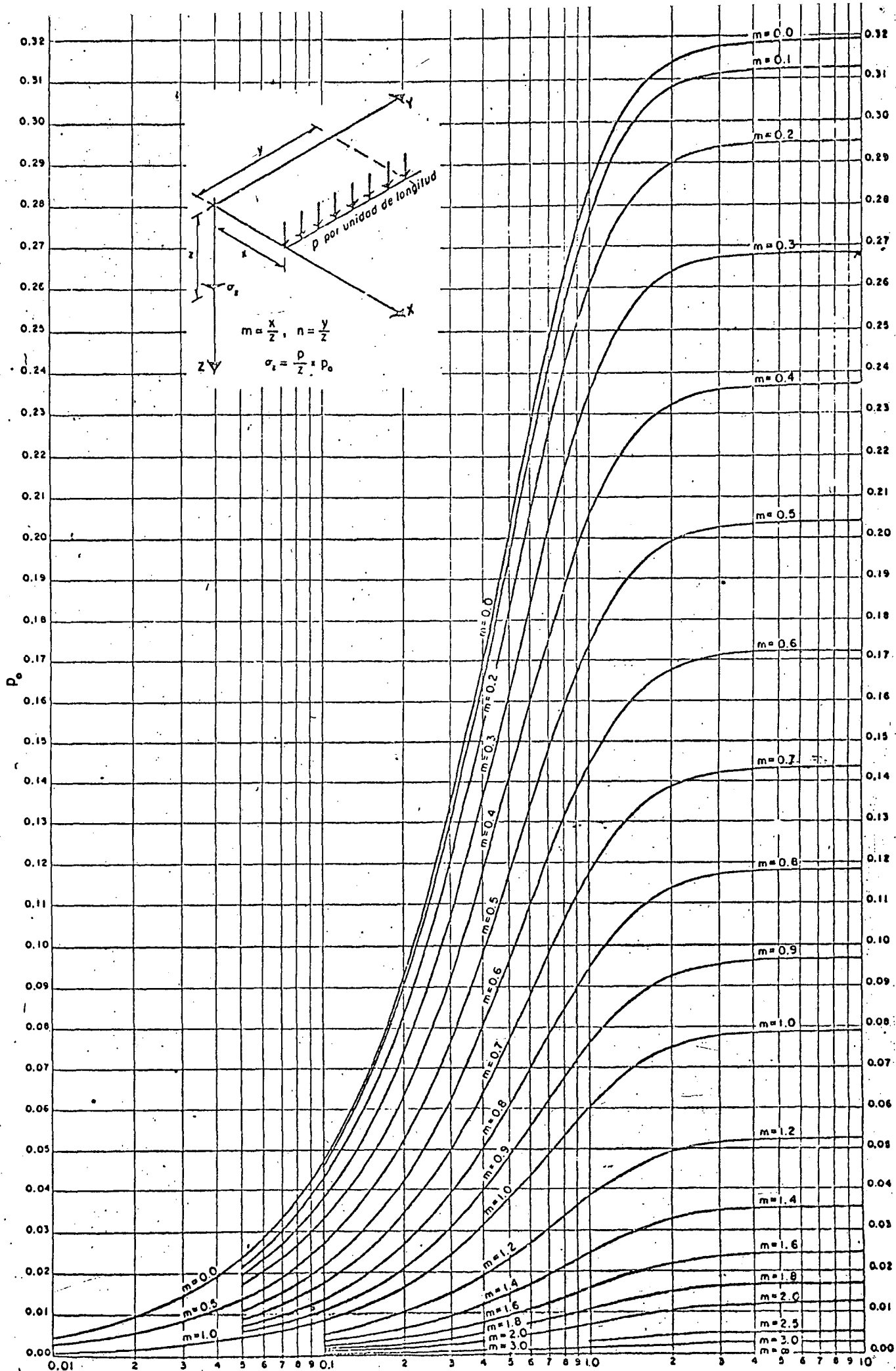
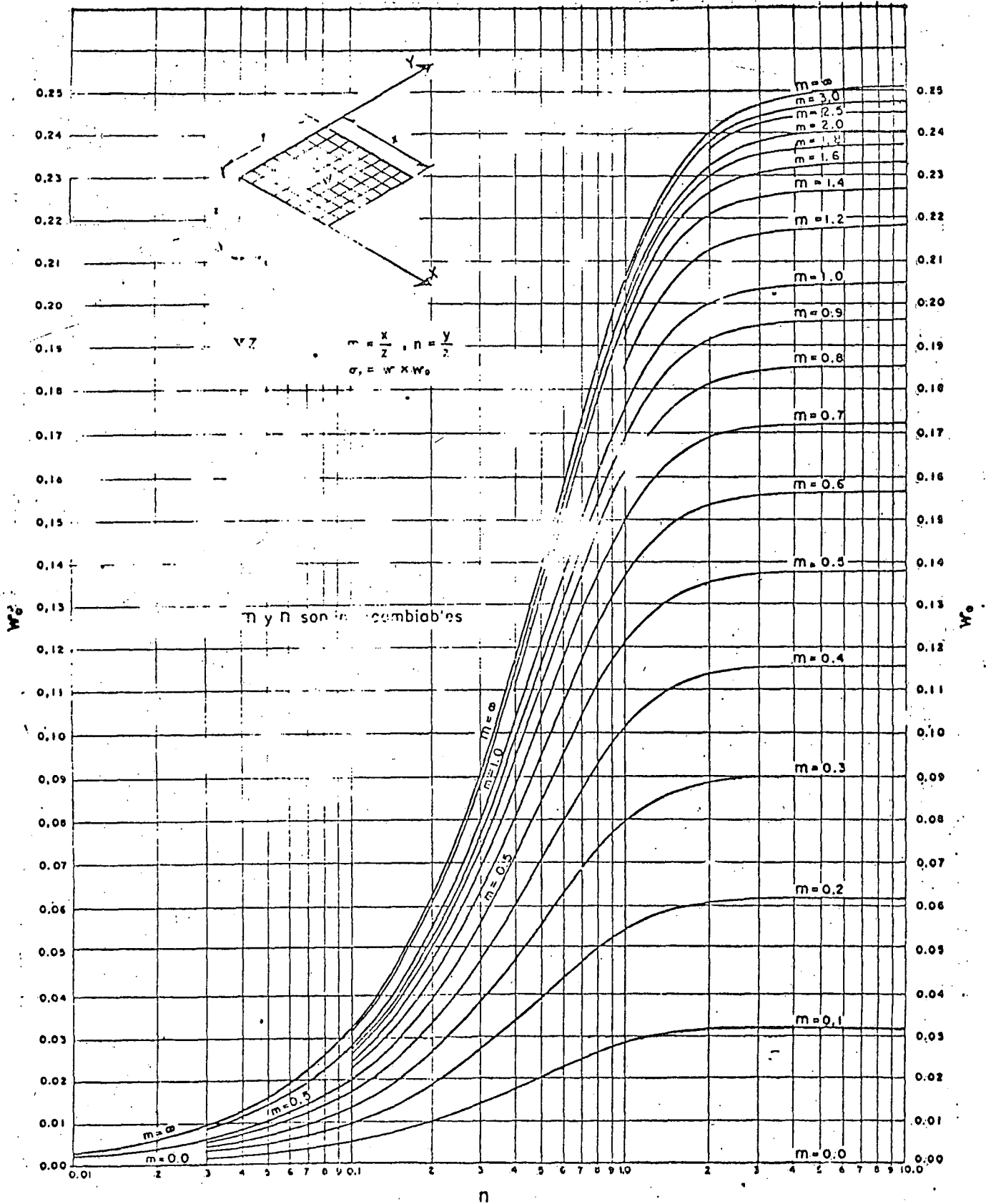


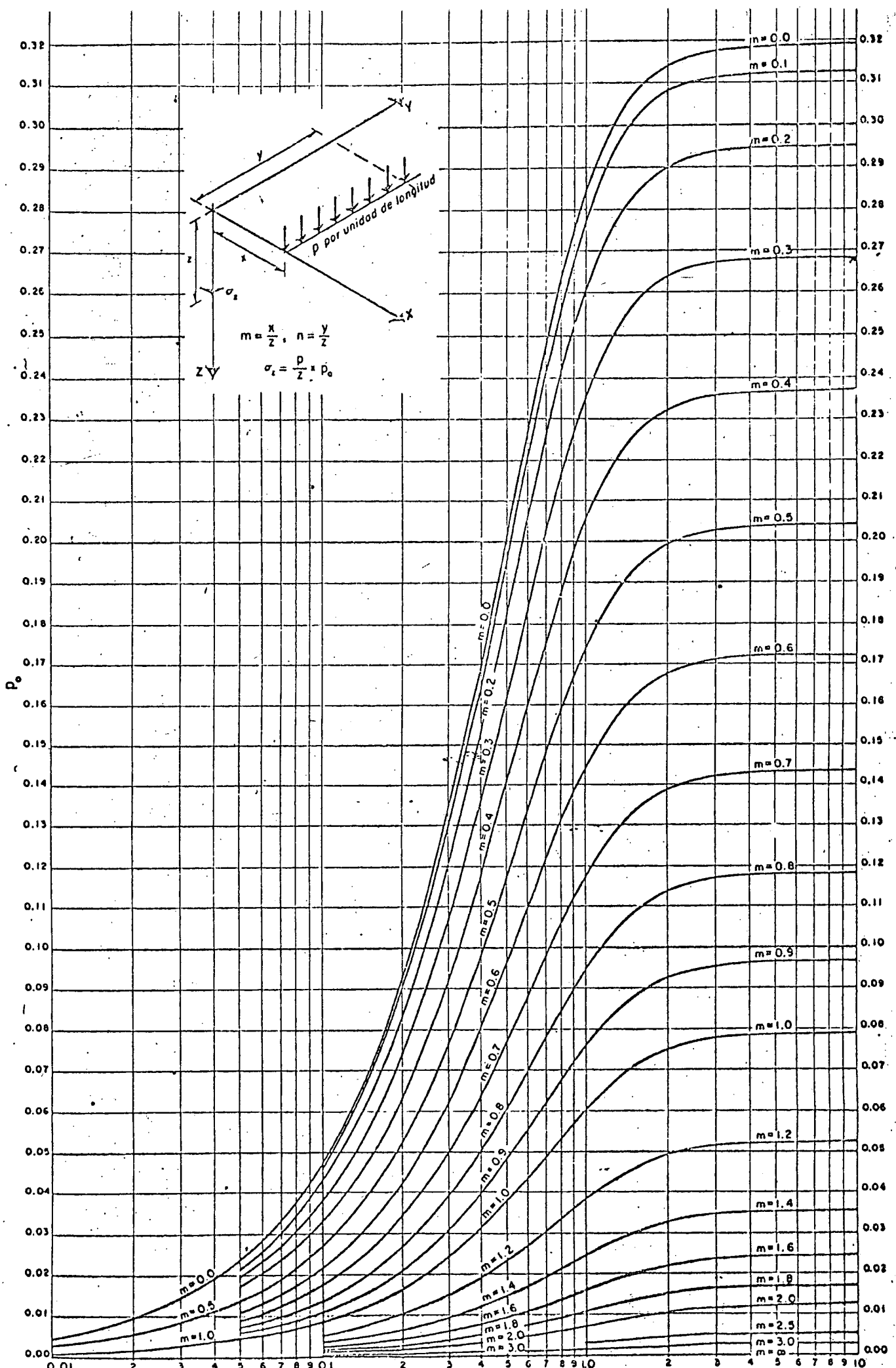
CHART PREPARED BY DR. R.E. FADUM

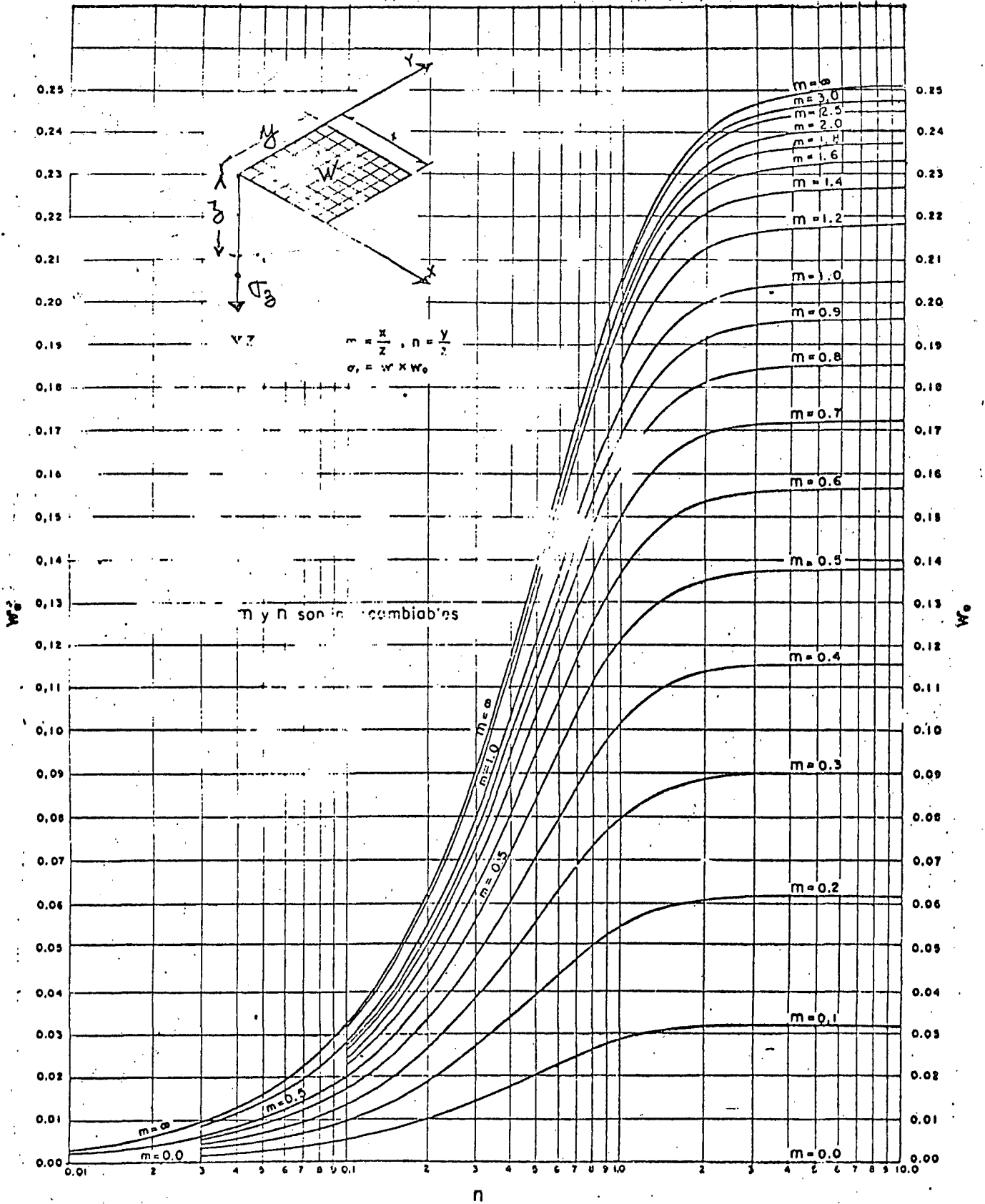
10





ANEXO II-d. AREA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA. (CASO DE BOUSSINESQ).





ANEXO II-d. AREA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA. (CASO DE BOUSSINESQ).

Deformations for flexible loads

Vertical Displacement under center of a circular load

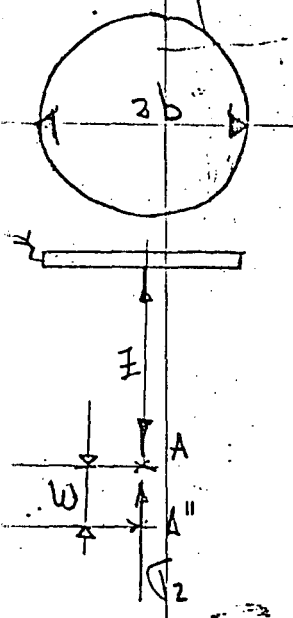
$$w = \frac{q(1+\mu)}{E} \left[2(1-\mu) \sqrt{b^2+z^2} - \frac{z^2}{\sqrt{b^2+z^2}} (1-2\mu)^2 \right]$$

at $z=0$; $w_c = \frac{2qb}{E} (1-\mu^2)$ center

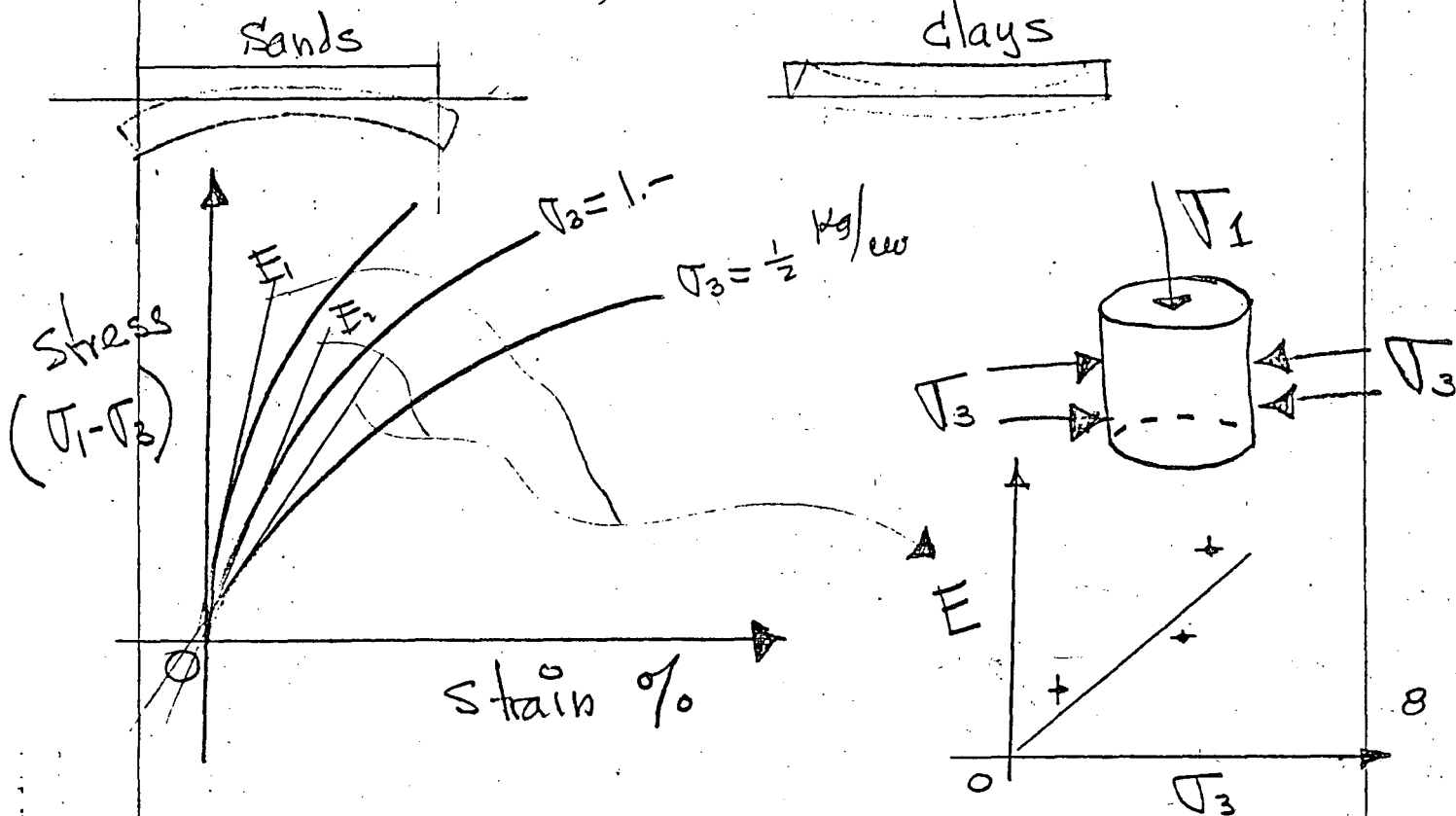
at the edge of circular load for $z=0$

$$w_{edge} = \frac{4qb}{\pi E} (1-\mu^2)$$

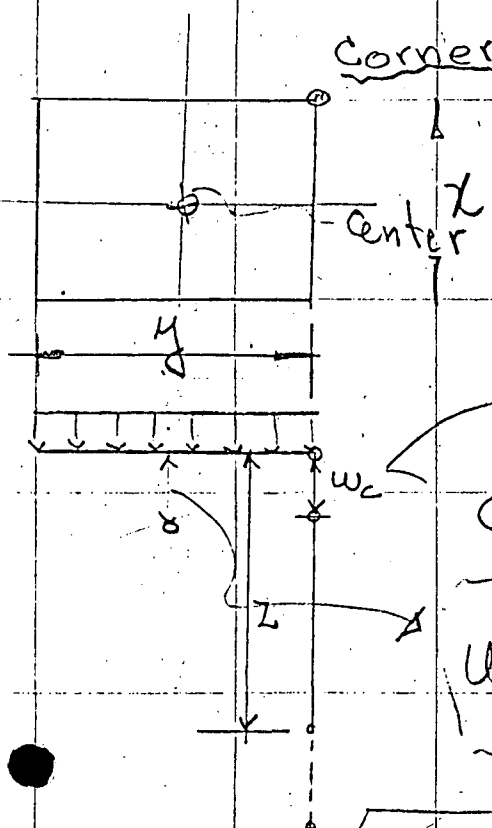
Ratio $\frac{\text{Edge}}{\text{center}}$; $\frac{w_{edge}}{w_c} = \frac{2}{\pi} = 0.636$



deformation of flexible loads
sands clays



Displacements at surface - uniformly loaded rectangular area flexible



① $w_c = \frac{q}{\pi} \frac{1-\mu^2}{E} \left[x \sinh^{-1} \frac{y}{x} + y \sinh^{-1} \frac{x}{y} \right]$

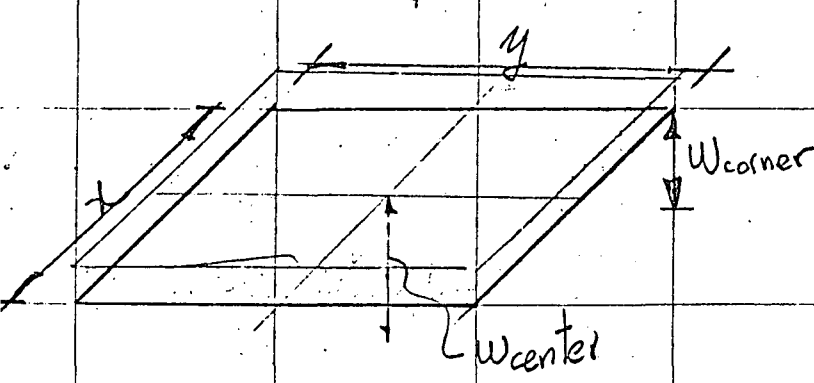
for a square $x = y$ from ①

$w_c = 1.76 \frac{q b}{\pi} \frac{(1-\mu^2)}{E}$ and $x = 2b$

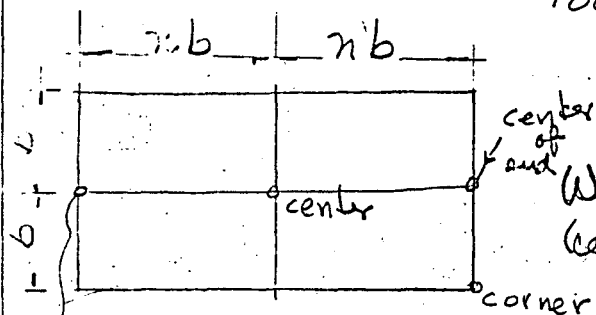
Center for square $x = y = 2b$

$w_{center} = \frac{3.244 (1-\mu^2)}{E} \times q \times b$

$w = C_s \frac{q b}{E} (1-\mu^2)$



General case of a rectangular surface loading.



for rectangles $x = b$ $y = nb$

$$W_0 = \frac{q(1-\mu^2)}{E} \frac{2b}{\pi} \left[\text{si} \text{ch}^{-1} n + n \text{si} \text{ch}^{-1} \frac{1}{n} \right]$$

(center)

for corner:

$$W_{\text{corner}} = \frac{q(1-\mu^2)}{E} \frac{2b}{\pi} \left[\text{si} \text{ch}^{-1} n + n \text{si} \text{ch}^{-1} \frac{1}{n} \right]$$

For center of end two rect such that $x = b$
 $y = 2nb$

$$W_{\text{center of end}} = \frac{q(1-\mu^2)}{E} \times \frac{2b}{\pi} \left[\text{si} \text{ch}^{-1} \frac{1}{n} + 2n \text{si} \text{ch}^{-1} \frac{1}{2n} \right] = C_s$$

General form:

$$W = C_s q b \left(\frac{1-\mu^2}{E} \right)$$

C_s = shape factor

q = unit surface load

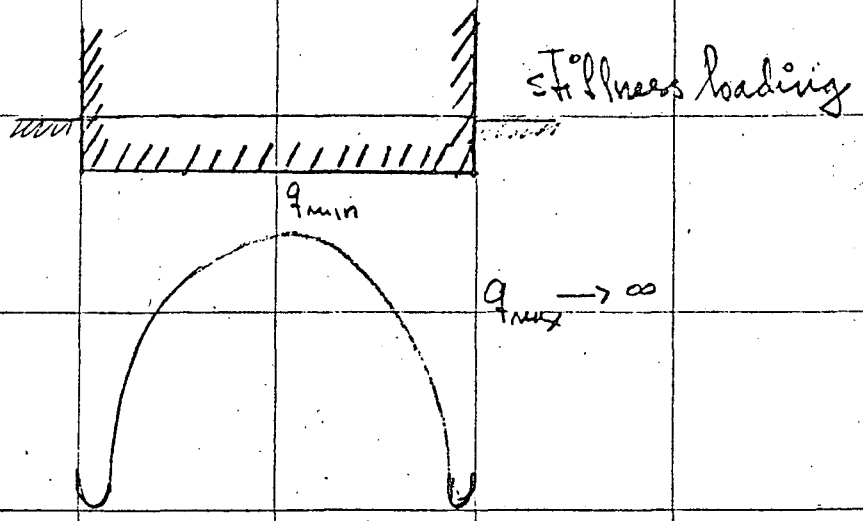
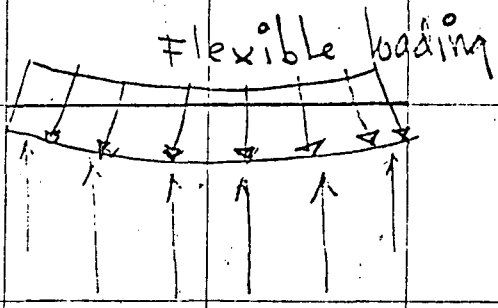
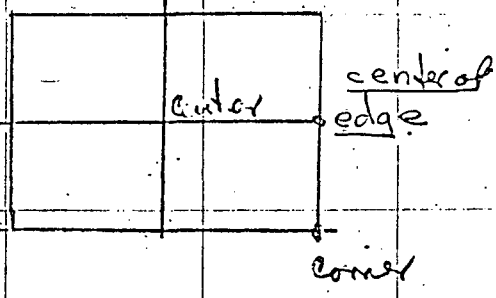
b = half width of loaded area

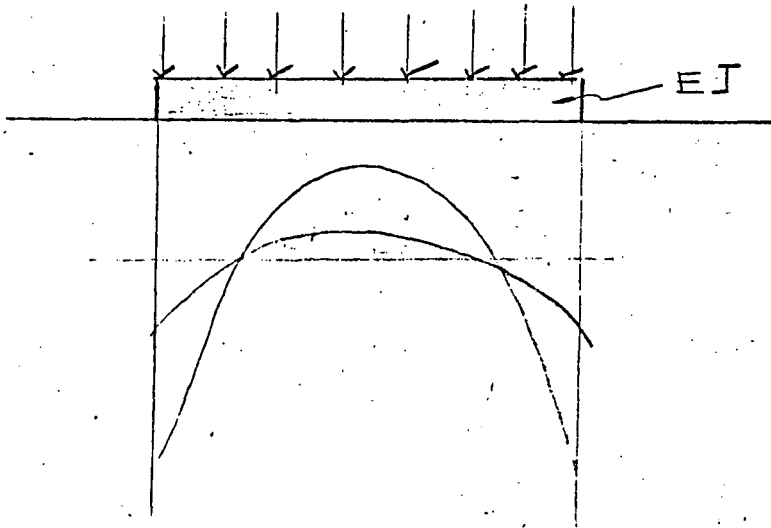
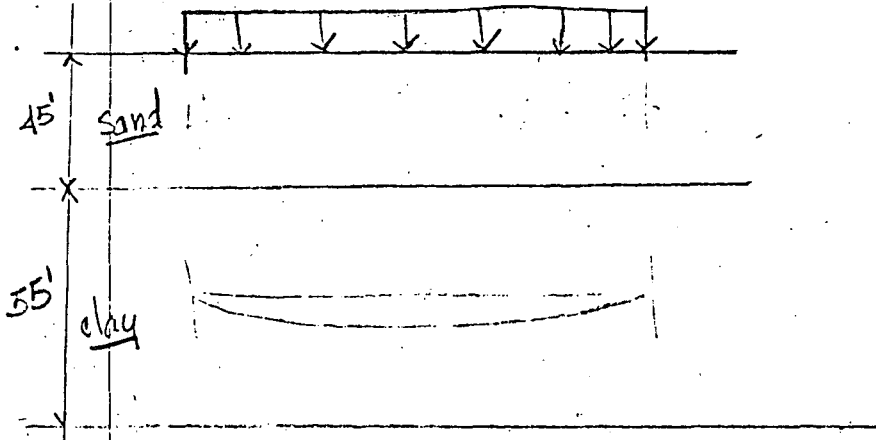
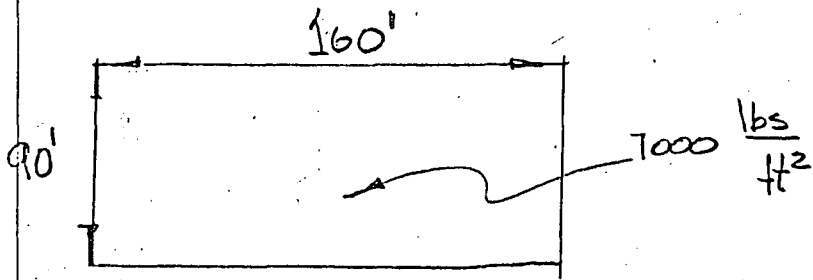
$\frac{E}{1-\mu^2}$ = Modulus of deformation

$\frac{E}{1-\mu^2}$ = modulus of deformation

γ	$\frac{1}{n}$	$\text{Si}h^{-1}n$	$\text{Si}h^{-1}\frac{1}{n}$	$\gamma \text{Si}h^{-1}\frac{1}{n}$	$\text{Si}h^{-1}n + n \text{Si}h^{-1}\frac{1}{n}$	$\frac{4}{\pi}[-]$	$\frac{2}{\pi}[-]$
	1					2.244	1.122
2	0.5					3.065	1.533
4	0.25					3.93	1.965
8	0.125					4.81	2.405
16	0.0625					5.70	2.85

Characteristics of loaded ^{even}			Theoretical G_s
Shape	Rigidity	Location	
Circular	Flexible	Center	2.0
		Edge	1.272
	Rigid.	entire	1.570
Square	Flexible	center	2.244
		corner	1.122
		Center of edge	1.533
	Rigid.	entire	1.98

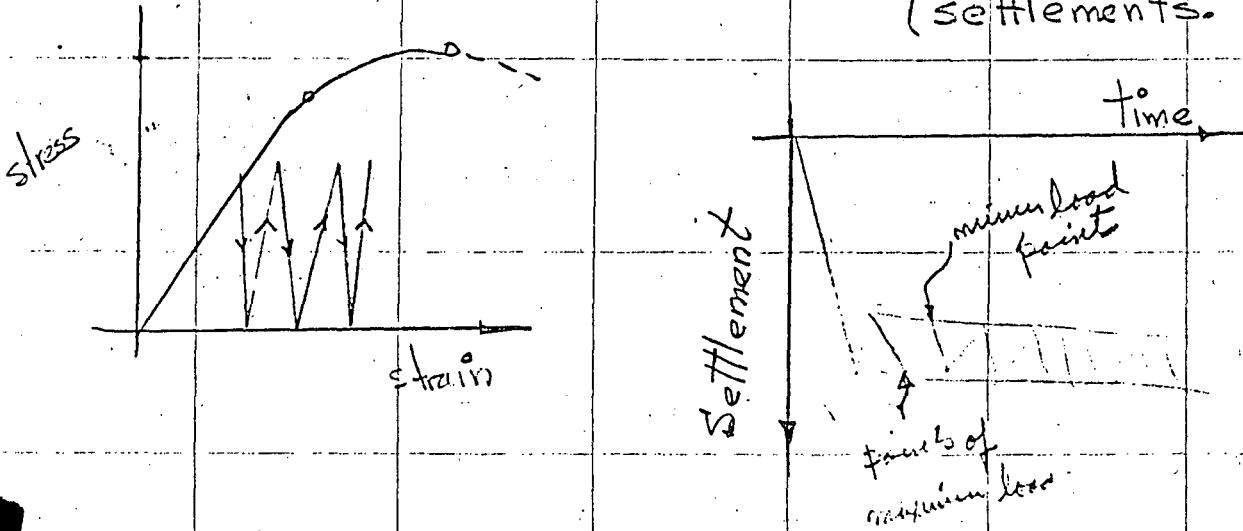




Settlement on Clays (Boussinesq B.C.)

1) Instantaneous Settlements:

- a) Plastic Flow
 - b) Compression if clay is not saturated
 - c) Elastic Settlement → generally small in comparison with consolidation settlements.
- } most often negligible



For clays $\mu = 0.5$

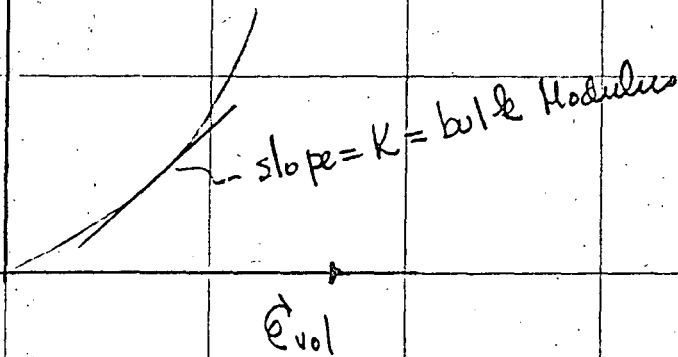
$$w = C_s q b \frac{0.75}{E}$$

2. Settlement due to consolidation for consolidation $\mu = 0$

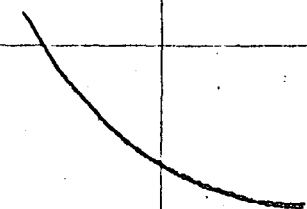
$$E = K_v$$

$$w = C_s q b \frac{1.0}{K}$$

(stress)
Time



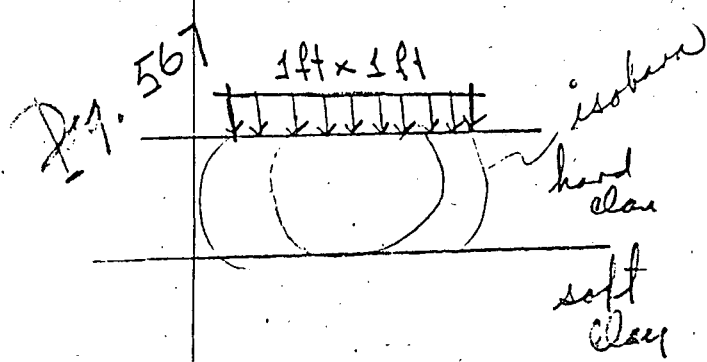
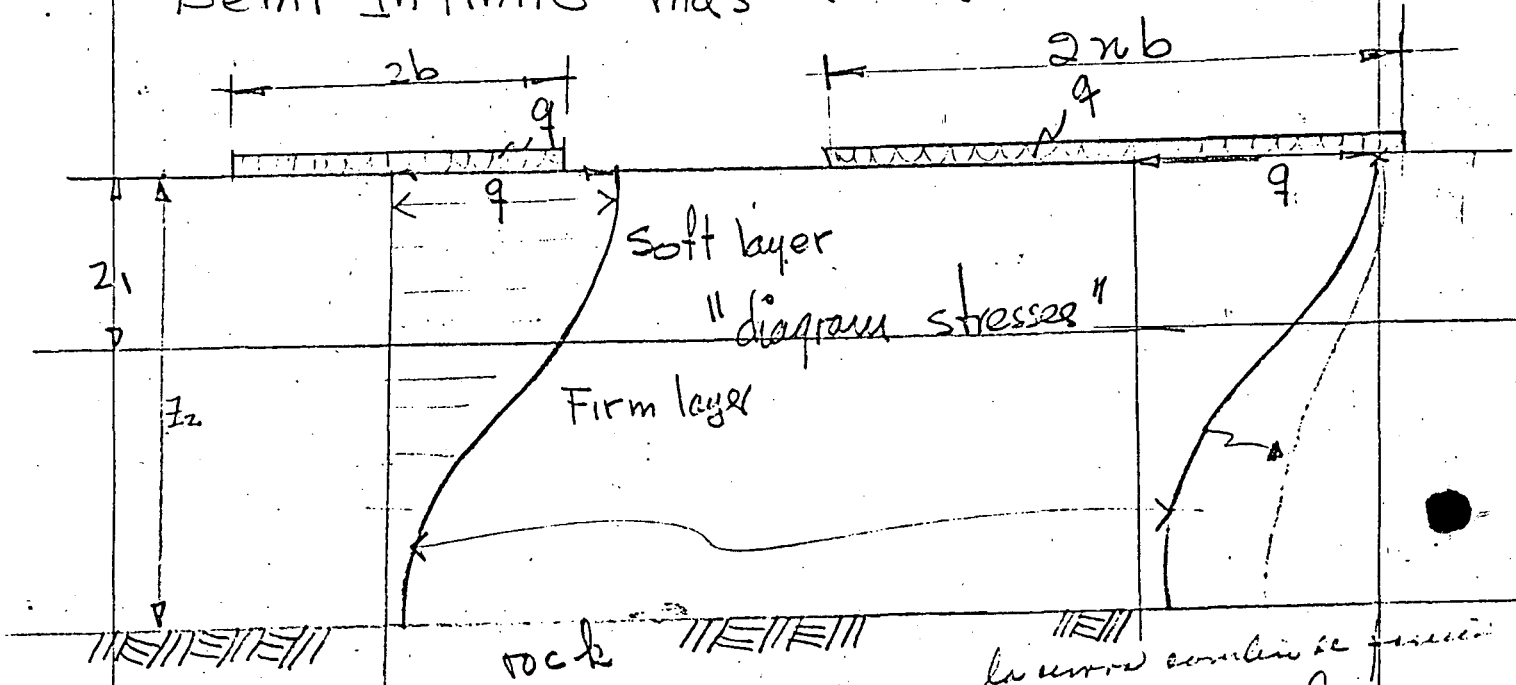
$$\frac{\Delta Vol}{Vol}$$



Combine Elastic and Consolidation.

$$W = C_s q b \left(\frac{0.75}{E} + \frac{1.0}{K} \right) \quad \text{important}$$

Semi Infinite mas (Kögler)



Replace b by $\frac{bz}{zb+z}$

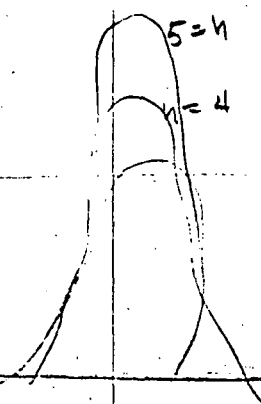
Example if $z = 20b$
then $\frac{20b^2}{22b} = 0.91z$

b length with load

°° Kögler modification.

$$w = C_s q \frac{bz}{zb+z} \left(\frac{1-\mu^2}{E} \right)$$

on the other hand if $z = 0.5b$
 $\frac{0.5b^2}{2.5b} = 0.2b$



$$\sigma_z = \frac{\gamma P}{2\pi} \times \frac{z^n}{R^{(n+2)}}$$

wick is fundamental
 $\frac{z^n}{R^{(n+2)}}$

wick is
 $(n-2)$

$$\left[\frac{F}{L^2} \right] = \frac{F \cdot L^n}{L^{(n+2)}}$$

$n - (n+2)$

$$F \cdot L^{-2}$$

$$z=0$$

$$\sigma_z =$$

for $n=2$

$$\frac{3Pz^2}{2\pi R^4} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^2}{R^4}$$

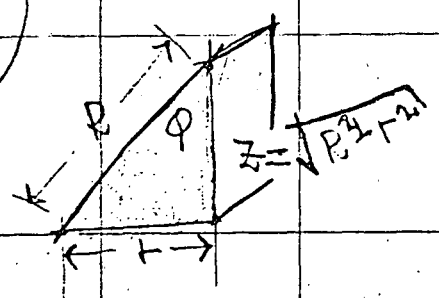
$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi R^2} \cdot \cos^3 \psi$$

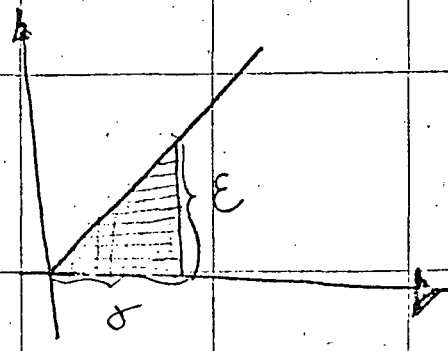
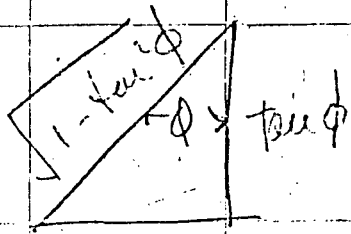
$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} \cdot \frac{3}{2\pi} \left[\frac{1}{\left(1 + \frac{r^2}{z^2}\right)^{5/2}} \right]$$

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^n}{R^{n+2}}$$

$$= \frac{P}{z^2} \cdot \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{z^{n+2}}{R^{n+2}}$$

$$\left(\frac{z}{R} \right)^{n-2} = \cos^{n-2} \psi$$





The result is correct for $n=3$

$$\left(1 + \frac{r^2}{z^2}\right)^{5/2}$$

$$\left(\frac{r}{R}\right)^{n-2}$$

$$\left(\frac{\sqrt{R^2 - r^2}}{R}\right)^{n-2} = \frac{(R^2 - r^2)^{\frac{n-2}{2}}}{R^{n-2}}$$

we find $\left| \nabla_z = \frac{3P}{2\pi R^2} \cos^3 \psi \right|$

for $n=0$

$$\nabla_z = \frac{(0)P}{2\pi} \cdot \frac{1}{R^2} \text{ WRONG}$$

for $n=\infty$

$$\nabla_z = \frac{\infty}{\infty} \text{ indeterminate}$$

sol for $n=3$

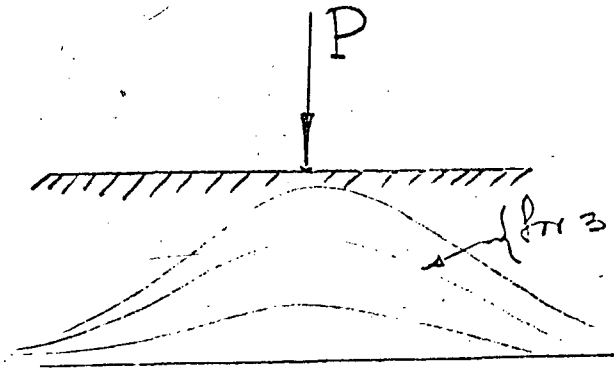
$$\frac{3P}{2\pi} \times \frac{r^3}{R^3}$$

$$\frac{r^5}{R^2}$$

Soil Mechanics

$$\left\{ \sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} \right\} \quad \left\{ \sigma_z = \frac{\kappa P}{2\pi} \cdot \frac{z^n}{R^{n+2}} \right\} \quad \left. \begin{array}{l} \text{Plastic and elastic} \\ \text{conditions} \end{array} \right\}$$

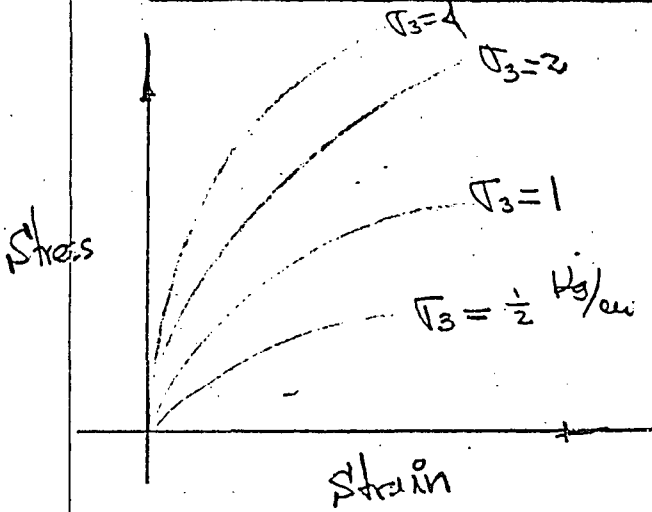
κ = Empirical



Boussinesq

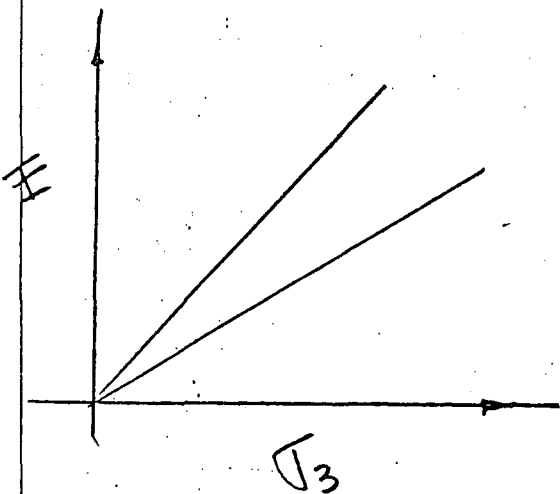
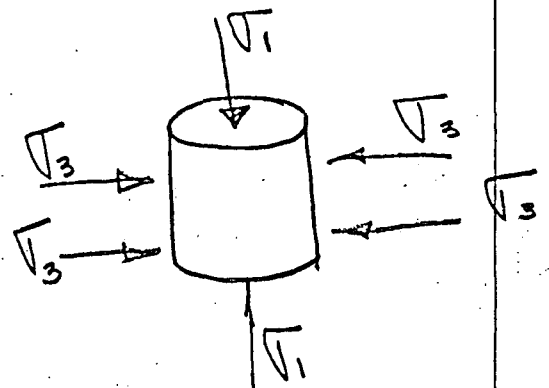
no superposition

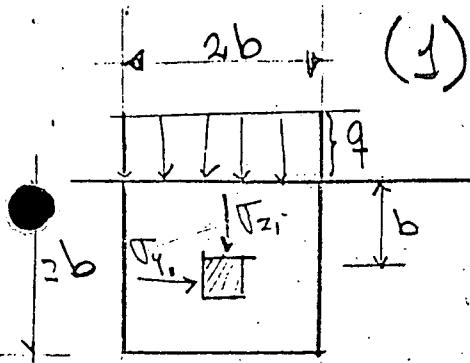
Sand and Settlements of sands.



Suggested values for E
 $E \sim 1000 \sigma_3$, to $10000 \sigma_3$

depending on void ratio (or density)

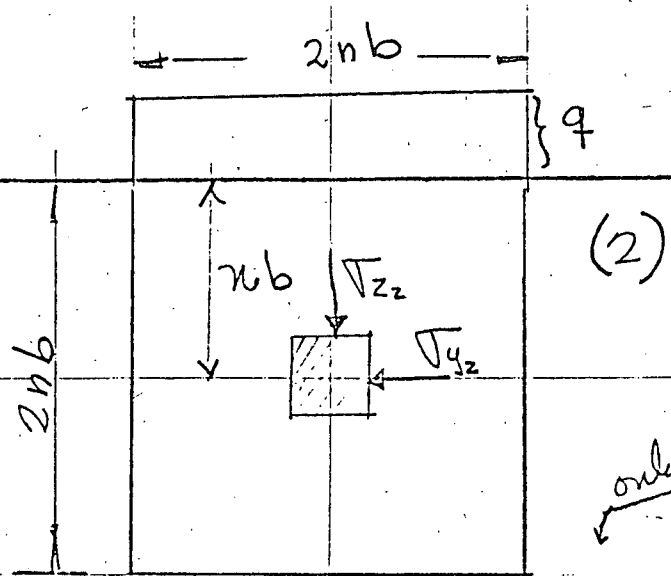




$$\sigma_{z1} = b\gamma + C \cdot q \quad (1)$$

$C = \text{constant}$

$$\sigma_{y1} = K_0 \cdot b \cdot \gamma + K \cdot C \cdot q \quad (2)$$



only this fine settlement

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{z2} &= nb\gamma + C \cdot q \\ \sigma_{y2} &= nK_0 b \gamma + K \cdot C \cdot q \end{aligned} \right\} (3)$$

$C = \text{constant from theory of elasticity}$

$K_0 = \text{coefficient of lateral earth pressure at rest.}$
 $0.4 \leq K_0 \leq 0.6$

$K = \text{coefficient of earth pressure under load}$

Elastic sett $w = C_s b q \frac{1-\mu^2}{E}$

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{\sigma_{y2}}{\sigma_{y1}} = \frac{nK_0 b \gamma + K \cdot C \cdot q}{K_0 b \gamma + K \cdot C \cdot q} \quad (4)$$

$$w \propto \frac{\sigma b}{E}$$

Settlement; $w \propto \frac{\text{Average stress} \times \text{width}}{E}$ (5) $E = \text{average moduli!}$

$$\frac{w_2}{w_1} = \frac{\sigma_{z2} 2nb / E_2}{\sigma_{z1} 2b / E_1} = \frac{Cq 2nb}{E_2} \times \frac{E_1}{2bCq} = n \frac{E_1}{E_2}$$

$$\frac{w_2}{w_1} = n \frac{E_1}{E_2} \quad (6)$$

From (4) and (6)

en la superficie

$$\frac{w_2}{w_1} = \frac{\pi K_0 b \gamma + \pi K C q}{\pi K_0 b \gamma + K C q}$$

(7) for sands

$$K = K_0 = 0.5 \quad \gamma = 110 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}^3} \quad C = 0.6$$

$$\frac{w_2}{w_1} = \frac{55 \pi b + 0.3 \pi q}{55 \pi b + 0.3 q}$$

for sands

b in ft
q = lbs/ft²

The $\frac{w_2}{w_1} = f\left(\frac{.3 \pi q}{.3 q}\right)$ linearly

Ex-1 Let: $q = 4000 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}^2}$
 $b = 1 \text{ ft}$
 $n = 2$

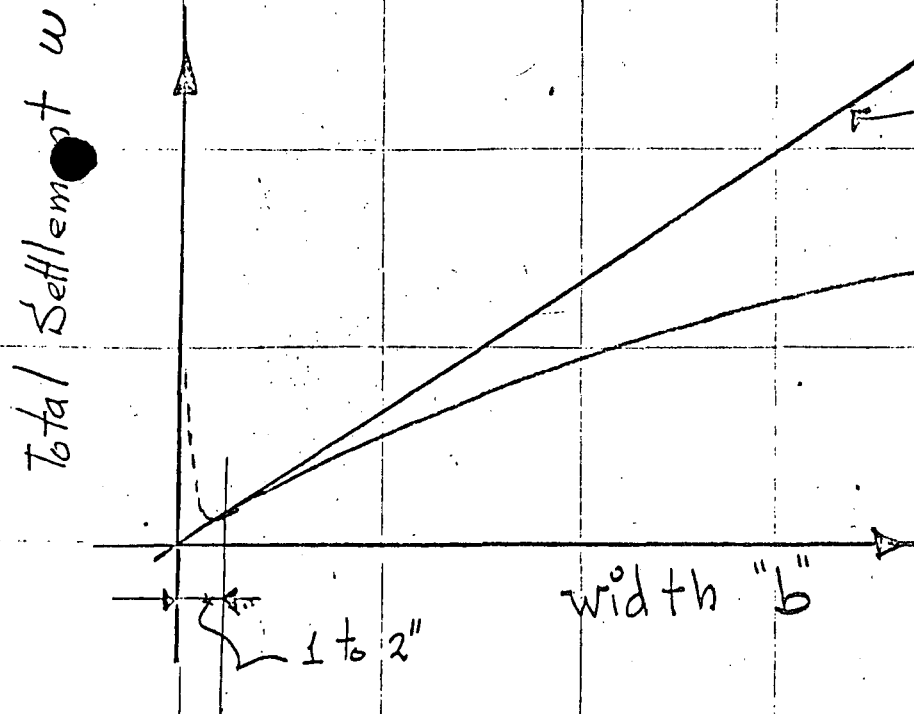
$$\frac{w_2}{w_1} = \frac{55 \times 2 \times 1 + .3 \times 2 \times 4000}{55 \times 2 \times 1 + 0.3 \times 4000} = \frac{110 + 2400}{110 + 1200} = \frac{2510}{1310}$$

$$\frac{w_2}{w_1} = 1.93$$

Ex-2 $q = 4000 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}^2}$ $b = 10$ $n = 2$

$$\frac{w_2}{w_1} = \frac{55 \times 2 \times 10 + 0.3 \times 2 \times 4000}{55 \times 2 \times 10 + 0.3 \times 4000} = \frac{1100 + 2400}{1100 + 1200} = \frac{3500}{2300} = 1.5$$

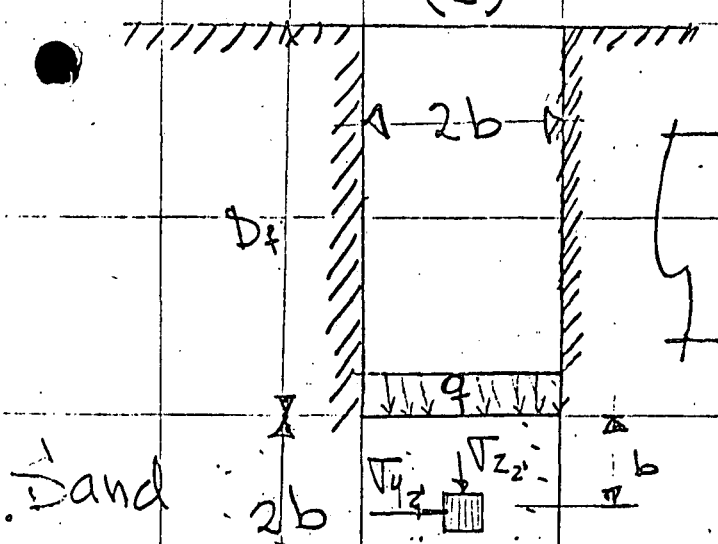
$$\frac{w_2}{w_1} = 1.5$$



Position varies b
1-10
Depending of
Density of sand

$$\frac{w_2'}{w_1} = \frac{E_1}{E_2} \quad (\text{effect of size})$$

Compresses for same dimensions

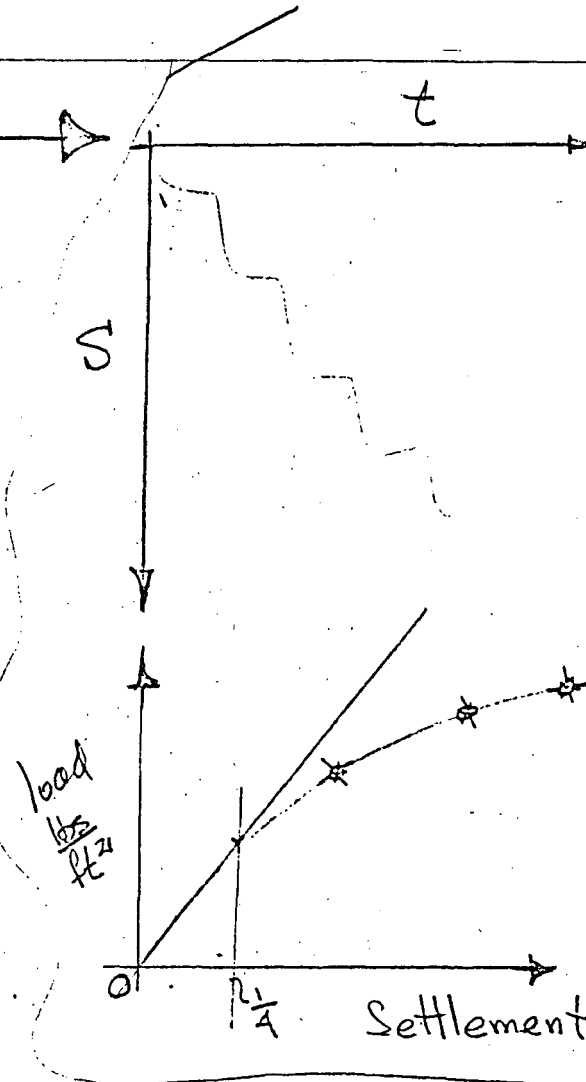
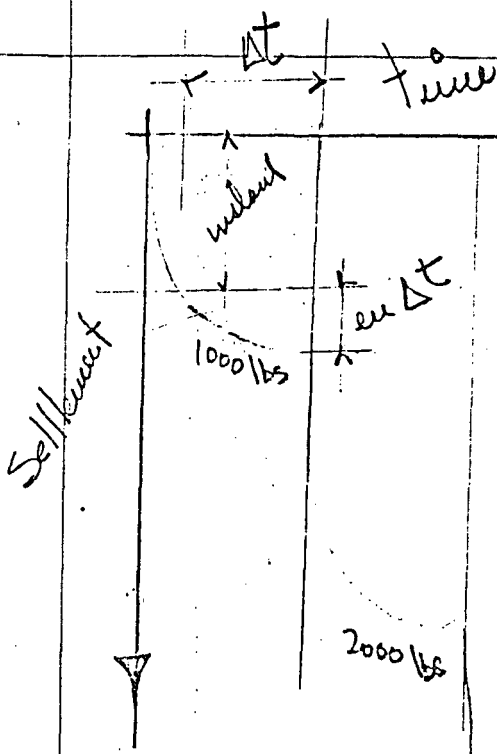


$$\frac{w_2'}{w_1} = \frac{E_1}{E_2} = \frac{K_0 b \gamma + K_c q}{K_0 (b + D_f) \gamma + K_c q}$$

$$= \frac{55b + 0.3q}{55(b + D_f) + 0.3q}$$

Example $q = 1000 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}^2}$ $b = 4 \text{ ft}$ $D_f = 12 \text{ ft}$

$$\frac{\text{Embedded } w_2'}{\text{Surface } w_1} = \frac{55 \times 4 + 1300}{55 \times 16 + 1200} = 0.7$$



$$W = C_s \cdot b \cdot q \cdot \frac{1 - \mu^2}{E}$$

Clay

Sands

Vertical stresses estimated by theory of Elast

Good Approximation

Good Approximation

Effect of width for footing on settlement

Settlement increase proportional to width

$$W = C_s \frac{qbz}{2b+z} \left(\frac{1.5}{E} + \frac{1.0}{K_v} \right)$$

Small area - increase almost indirect prop. to width.
 Large area - increase relatively slowly with width

Consolidation

Volume change may be time-rate important

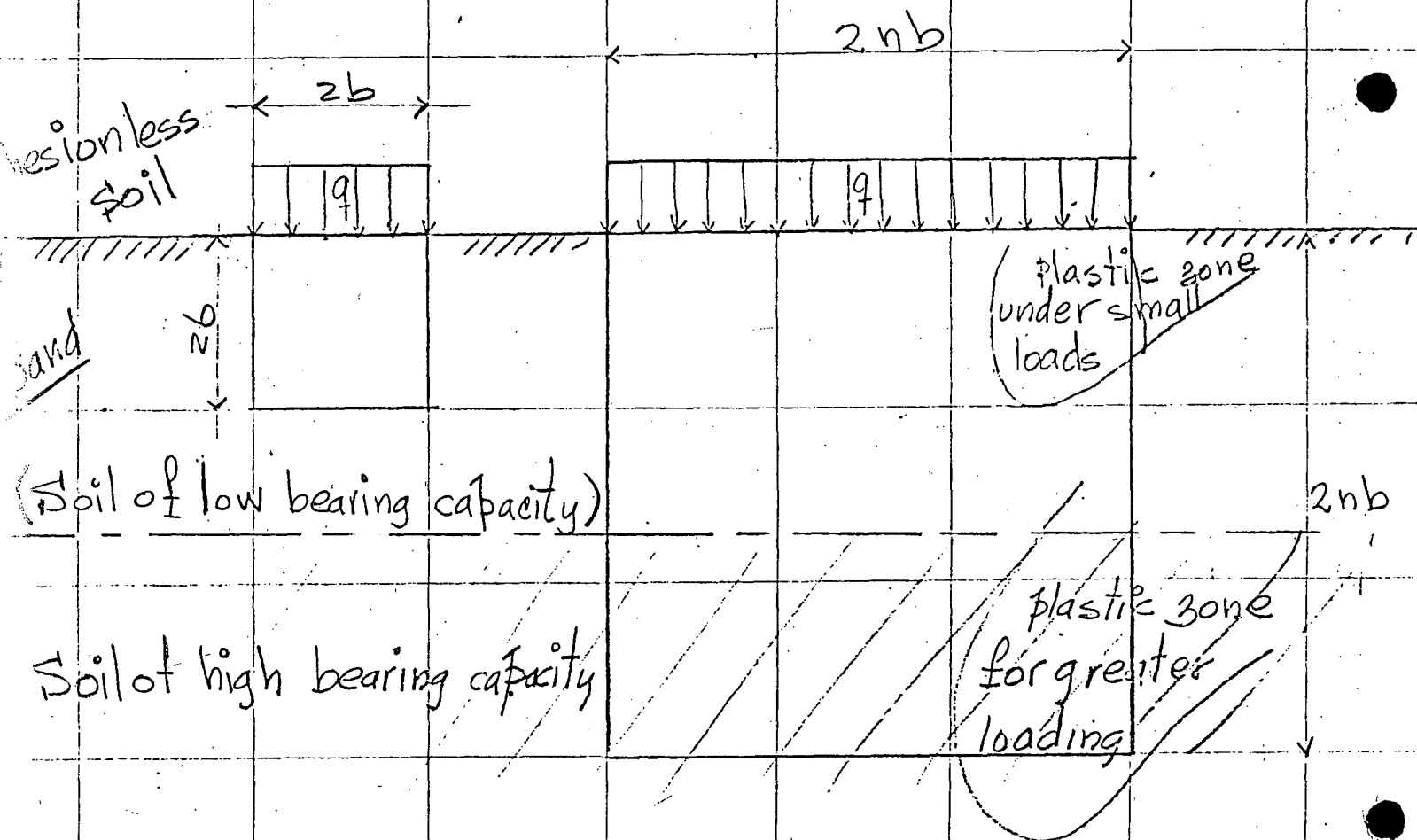
Volume change small occurs almost instantly

Effect of depth of embedment on settlement

Practically no effect

Small area decrease rapidly with embedment
 Large area decrease slowly with embedment

	Clay	Sand
Settlement for uniform surface load		
Soil Reaction for rigid load		
Effect of embedment on soil reactions and settlement distributions	Practically unknown	Both tend to become more uniform with depth



In this case the loading test only measures the characteristics of the good soil. The test can not give information on the action of the building

What will happen? with:

- C. constant from theory of Elasticity?
- K_0 coefficient of lateral earth pressure?
- K coefficient of earth pressure under load?

It has been assumed that the building load was applied to the clay stratum instantaneously in the practice the application of the loads requires a considerable time

Analysis of Settlements (Review)

- I- Required information
- 1- Layont and actual loads
 - 2- Subsurface information
 - 3- Settlement analysis
 - 4- Laboratory test on undisturbed samples
 - a) Identification, Classification, and Routine Test
 - b) Consolidation
 - c) Strenqht

II- Sources of Settlement

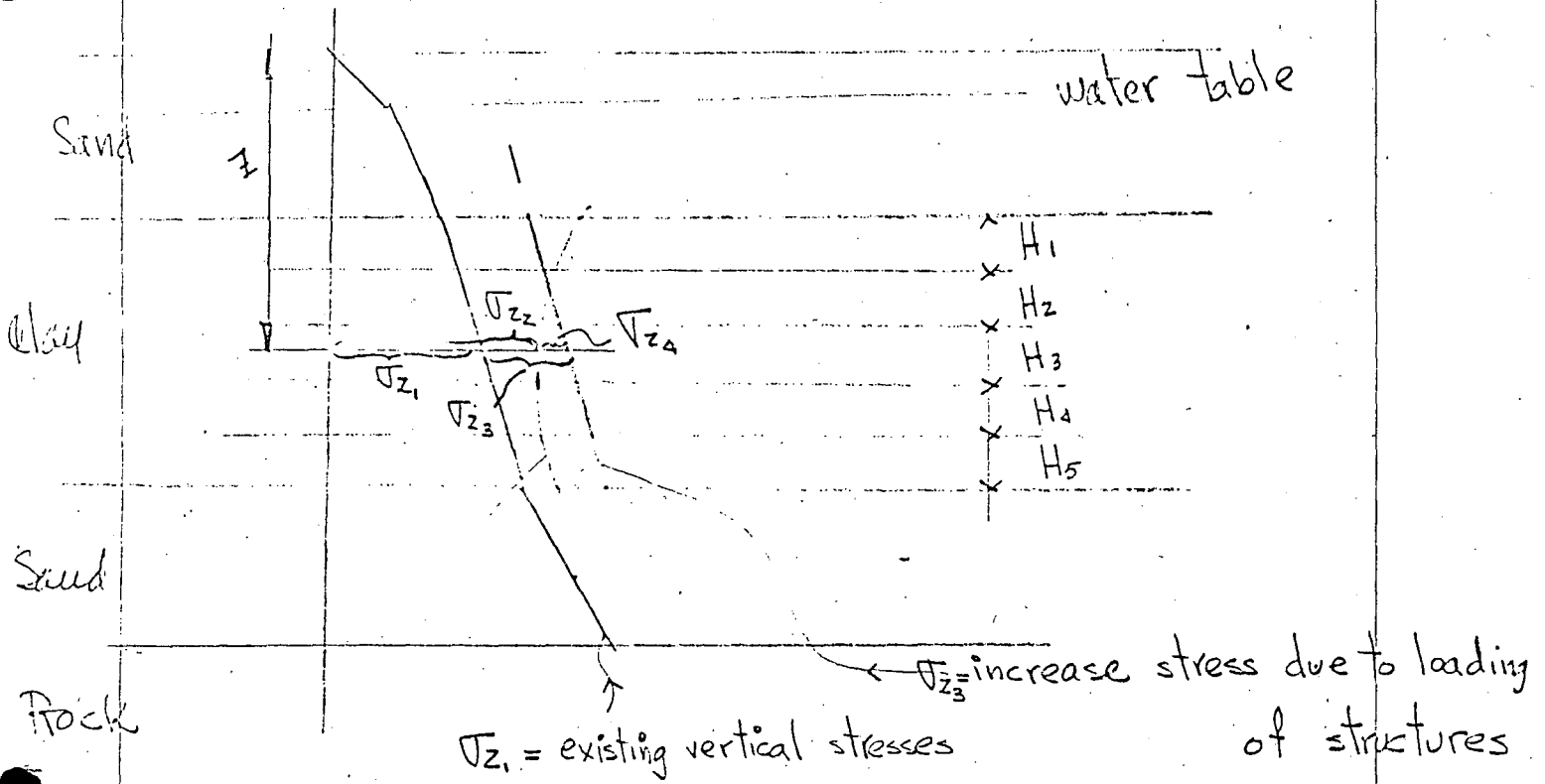
- 1- Elastic settlement
- 2- Volume change or Consolidation

$$s_w = C_{1s} \frac{q b z}{z b + z} \left(\frac{1 - \mu^2}{E} \right)$$

III- Stress Analysis

- 1- Existing vertical stress
- 2- Available data concerning previous loading
- 3- Pre-consolidation Stresses.
- 4- Decrease in stress due to excavation
- 5- Increase in stresses due to loading of structures
- 6- Effective stress increase.

IV- Computation of Consolidation Settlements



σ_{z2} = most probable preconsolidation stress -

σ_{z4} = stress that produce consolidation -

$$S_i' = \frac{\Delta e_i}{1 + e_0} H_i$$

$$S_3' = H_3 \frac{C_c}{1 + e} \log_{10} \frac{\sigma_{z1} + \sigma_{z3}}{\sigma_{z1} + \sigma_{z3} - \sigma_{z4}}$$

Reference List On Vertical Sand Drains

- 1) "Studies of Fill Construction Overland Flats, Including a Description of Experimental Construction Using Vertical Sand Drains to Hasten Stabilization", by O. J. Porter, Proceedings Intern. Conf. on Soil Mech. and Foundation Engg., Harvard University, Cambridge, Mass., Vol. I, p. 229-235, 1936.
- 2) "Vertical Sand Drains as a Means of Foundation Consolidation and Accelerating Settlement of Embankments Over Marsh Land", by Thos. E. Stanton, Proceedings of Second Intern. Conference on Soil Mech. and Foundation Engg., Rotterdam. Vol. V, p. 273, 1948.
- 3) "Some Practical Aspects of Sand Drain Stabilization", by Stephan H. Olko, Proceedings ASCE, Vol. 80, (Separate No. 551), Nov. 1954.
- 4) "Sand Drains Expedited Stabilization of Marsh Section", by O. J. Porter and L. C. Urganhart, Civil Engineering, January 1952.
- 5) "Vertical Sand Drains", Publication of the Highway Research Board (Washington, D.C.), Bulletin 90, 1954.
- 6) "Roads and Streets, December 1947.
- 7) "Engineering News-Record", July 21, 1949.
- 8) "Construction, Methods and Equipment", August 1949 and October 1950.
- 9) "Constructioner Magazine", December 3, 1951.
- 10) "Accelerating Consolidation of Fine-Grained Soils by Means of Cardboard Wicks", by Walter Kjellmen of the Royal Swedish Geotechnical Institute. Proceedings of the Second Intern. Conf. on Soil Mech. and Foundation Engg., Rotterdam. Vol. II, p. 302, 1948.
- 11) "Consolidation of a Cylindrical Clay Sample with External Radial Flow of Water", by Icarahy da Silveira, Proceedings of the Third Intern. Conf. on Soil Mech. and Foundation Engg., Switzerland. Vol. I, p. 55, 1953.

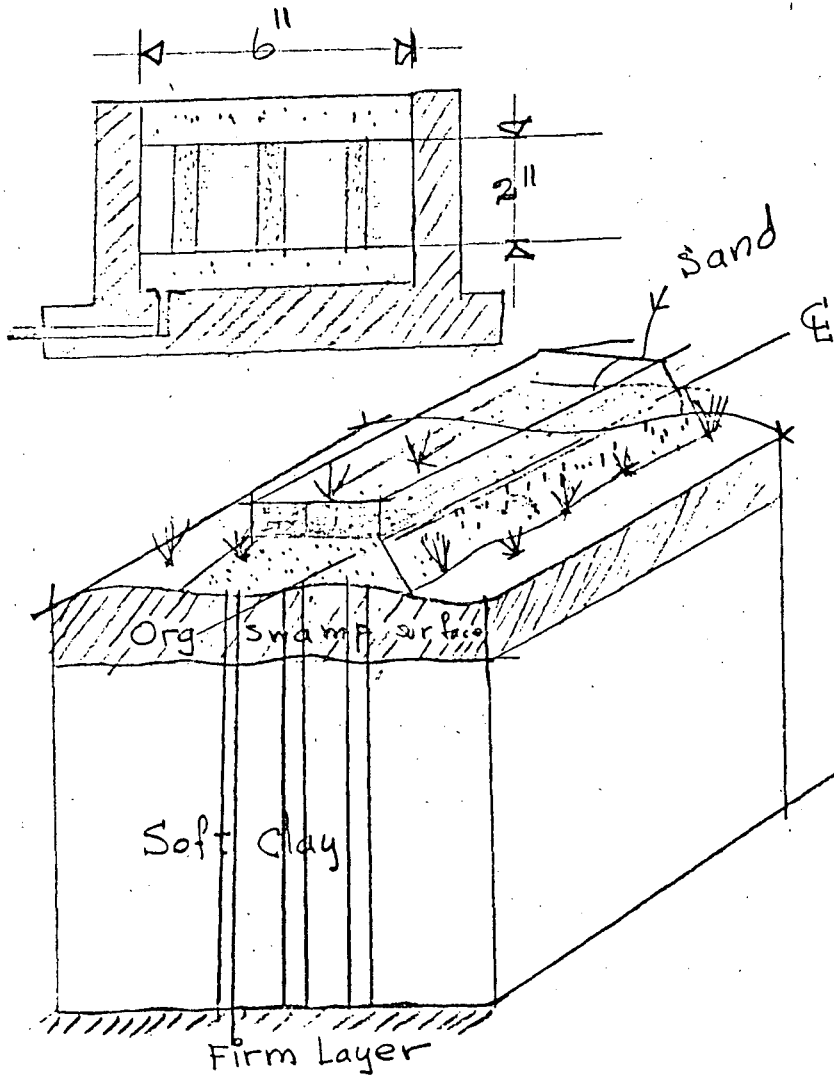
- 12) "Numerical Solution of Some Problems in the Consolidation of Clay", by Gibson and Lumb. Proceedings Institute of Civil Engg., Paper 5377, 1953.
- 13) "Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells", by Reginald A. Barron. Transactions ASCE, Vol. 113, p. 719-72, 1948.

Vertical Sand Drains

Methods of embankment Stabilization

- 1- Excavation
- 2- Displacement
- 3- Surcharging
- 4- Electro-osmosis
- 5- Sand-Drains

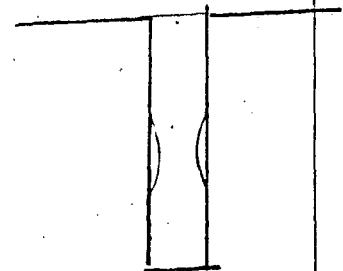
Consider: Economy
Time
Soil chara.



Sa. Drain Constant

- 1.- Boring Testing
- 2.- Clearing drainage
- 3.- Sand blanket
- 4.- Installing vertical Sand Drains

1 - Rotary drill w/or - w/o driving fluid



- 2- Jet rotary Drill +
- 3- Hollow mandrel +
- 4- Double walled Jet mandrel +
- 5- Closed end " " +

5- Embankment Const = 95% U with overload

Typical

Sieve	90%	100%
1/2'	90%	100%
#8	25%	100%
#50	10%	30%
#100	0%	3%
#200	0%	2%

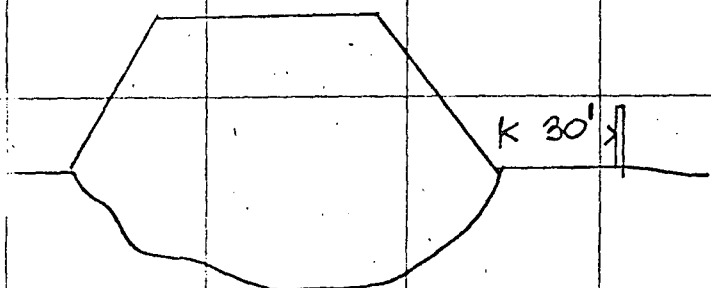
Field Control Methods

1- Settlements platforms

3x3' with vertical pipe
3 across R.W. 200'

2- Side Stakes

1 row @ 100' int. 40'-50'
2 " @ " @ 30'-80'



Ave. Dimension

Sa. Blanket 2'-7'

Sa. Drain Dia 12"-20"

Spacing S.D 6'-20'

Depth 10'-100'

Cost \$.40 to 1.50 / per linear ft of drain

No. J

6 Mil ~ 30000 ft.

867000 w/ + 0 S.D.S

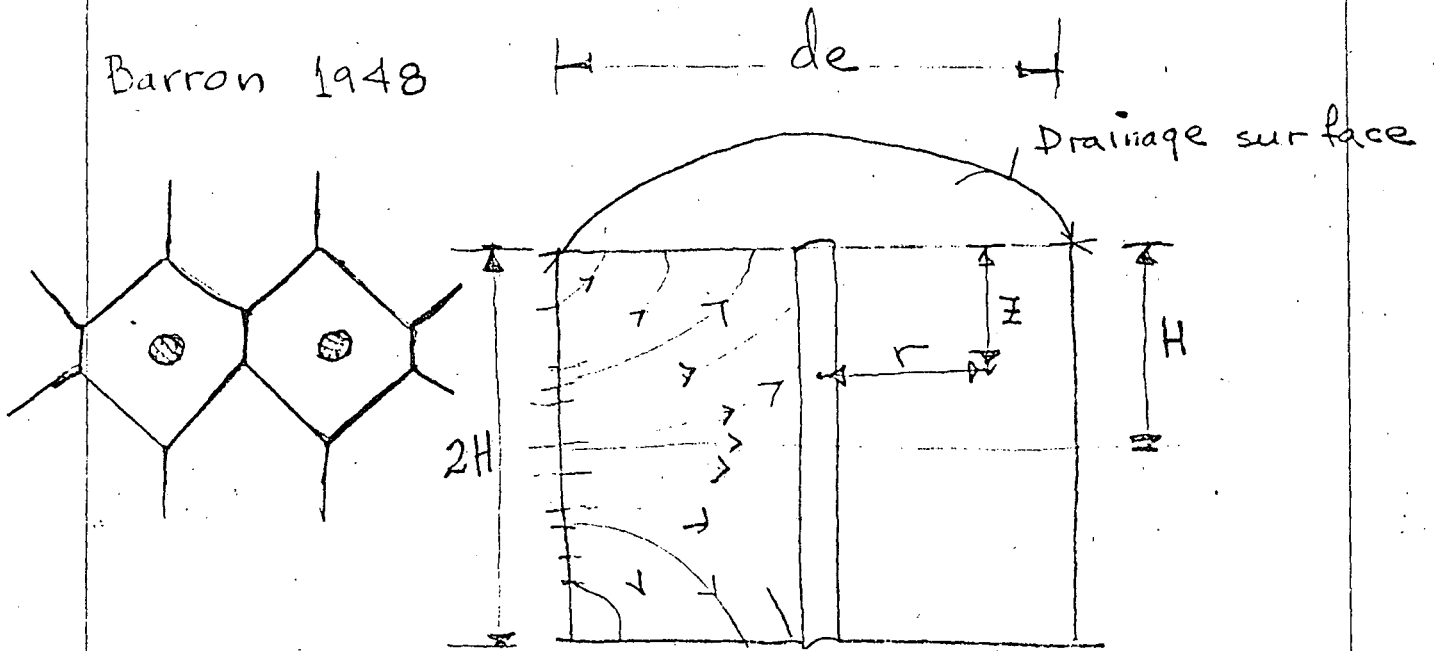
0.55 #/ft

in the field

1.65 #/c.Y.

Sand Drains

Barron 1948



Assumptions

- 1- All vertical loads carried initially by u
- 2- All strains are vertical
- 3- Darcy's Law,

$$\frac{k_h}{\gamma_w} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + \frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} \quad \left(\frac{1}{t} \right)$$

$$\frac{1}{F} \left(\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right) \right) \quad \frac{k_h}{\gamma_w} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) + \frac{k_v}{\gamma_w} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = \frac{a_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t}$$

- 3- Influence zone is circle
- 4- Load dist. is uniform.
- 5- Neglected exact analysis of load dist. effect of other wells

I- Ideal drains wells

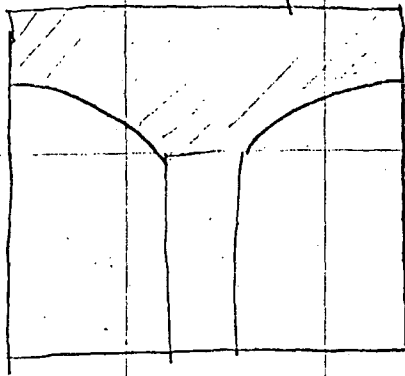
A. case of full strains

case of equal vertical strain

II - Effect peripheral smear A B

III - Effect of well resistance

Plots of $\left\{ \begin{array}{l} \bar{U}_r \text{ vs } T_h \\ U_z \text{ vs } T_u \end{array} \right\}$



\bar{U}_r vs T_h
 U_z vs T_u
 Equal vertical strain

$$c = \frac{z^2}{T} \frac{b}{T}$$

Silveira:

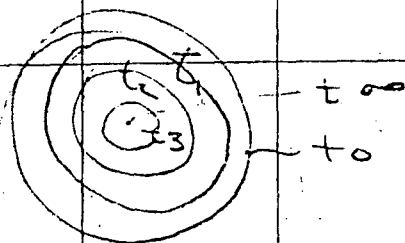
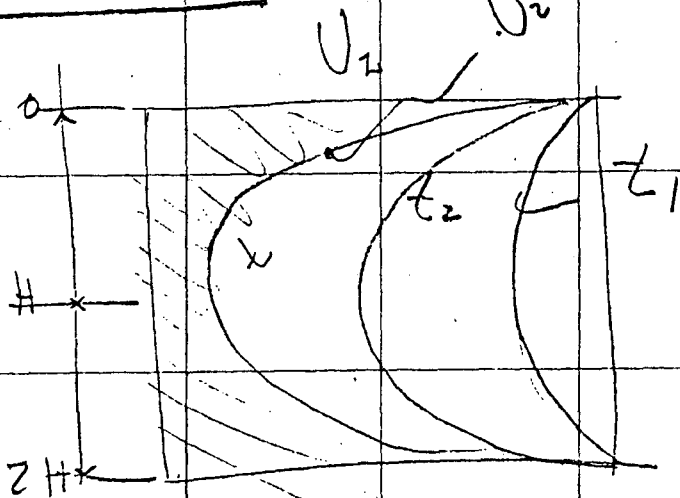
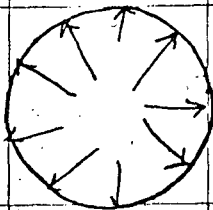
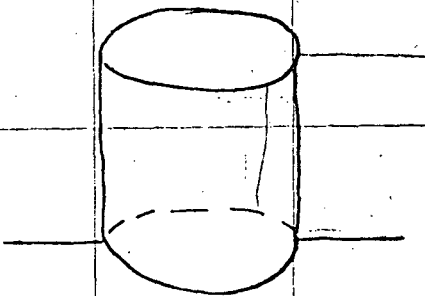
c coeff of radial consol.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} = \frac{1}{c} \frac{\partial u}{\partial t}$$

$$U_r = 1 - 4 \sum_{n=1,2}^{\infty} \frac{e^{-\beta_n^2 \frac{crt}{a^2}}}{\beta_n^2}$$

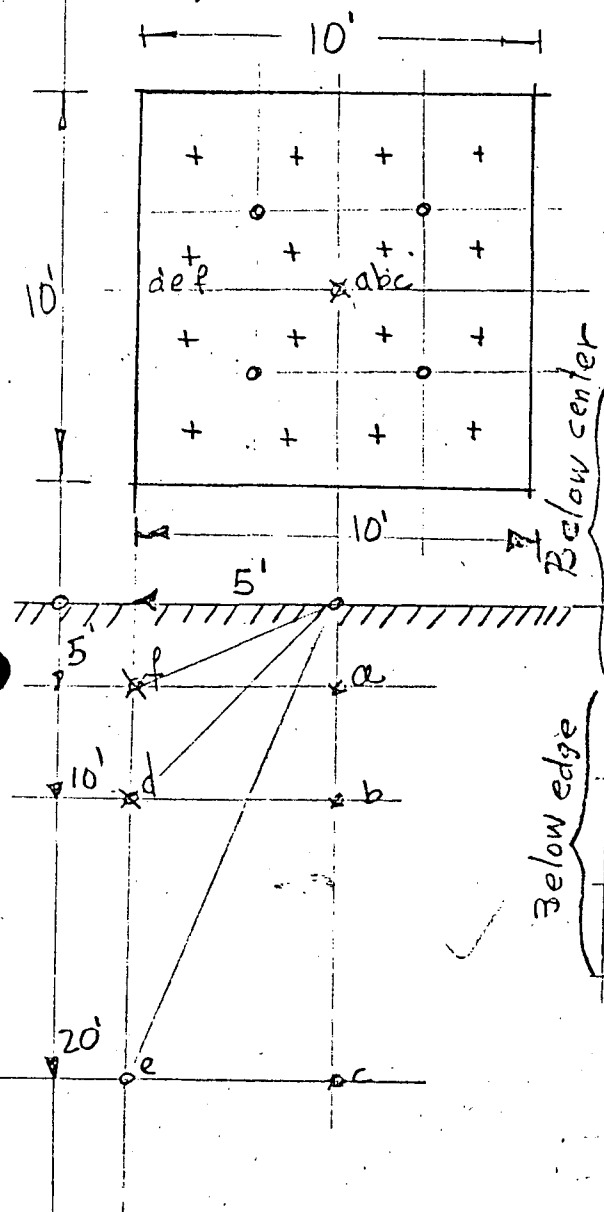
$$T = \frac{ct}{a^2}$$

$U_z = f(z, t)$

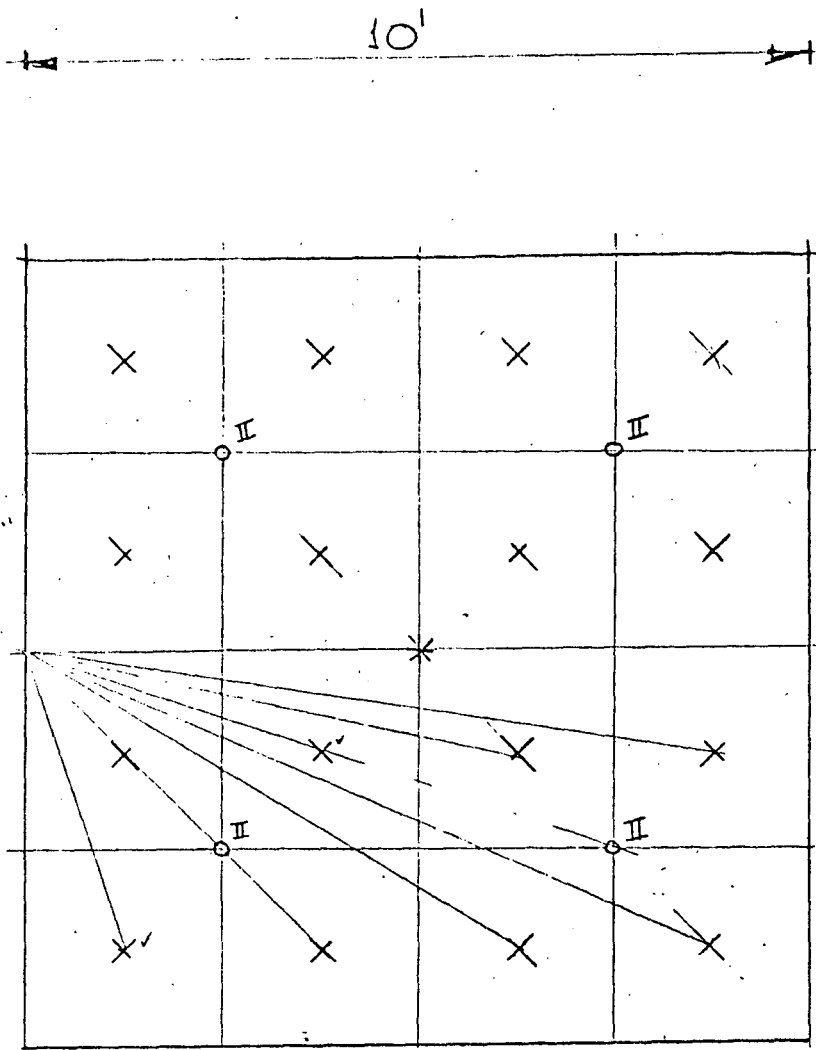


Example: footing 10' square loaded to 5 T/square foot

Case 1 - 1 - 500 Ton loaded +
 Case 2 - 4 - 125 ✓ ✓ °
 Case 3 - 16 - 31.25 ton loads +



Point	Depth Z ft	Case I	Case II	Case III	Distributed Load
		$\sigma_z \frac{1}{4^2}$	$\sigma_z \frac{1}{16}$	$\frac{1}{16}$	
a	5	9.55	3.46	3.58	3.5
b	10				1.68
c	20	0.6	.55	.54	0.52
d	5				
e	10				
f	20				



Example of
Footing 10 ft square
loaded to 5 $\frac{\text{Ton}}{\text{ft}^2}$

- Case I - 1 - 500 Ton, Loaded - *
- Case II - 4 - 125 Ton, Loaded - II
- Case III - 16 - 31.25 Ton, Loaded - x
- Case IV Distributed Load

Caso I $P = 500 \text{ Ton}$

at center: $r = 0$ $N_B = 0.478$

$N_W = 0.32$

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} N$$

Center

$$\left. \begin{array}{l} \text{for } z = 5' \\ r = 0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_{z_B} = \frac{500}{5^2} \times 0.478 = 9.56 \frac{\text{Ton}}{\text{ft}^2} \\ \sigma_{z_W} = \frac{500}{5^2} \times 0.32 = 6.40 \frac{\text{Ton}}{\text{ft}^2} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{for } z = 10' \\ r = 0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_{z_B} = \frac{500}{10^2} \times 0.478 = 2.39 \frac{\text{Ton}}{\text{ft}^2} \\ \sigma_{z_W} = \frac{500}{10^2} \times 0.32 = 1.60 \frac{\text{Ton}}{\text{ft}^2} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} z = 20' \\ r = 0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_{z_B} = \frac{500}{20^2} \times 0.478 = 0.598 \frac{\text{Ton}}{\text{ft}^2} \\ \sigma_{z_W} = \frac{500}{20^2} \times 0.32 = 0.400 \frac{\text{Ton}}{\text{ft}^2} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{for } z = 5' \\ r = 5' \end{array} \right\} \begin{array}{l} N_W = 0.06 \\ N_B = 0.08 \end{array}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{z_B} = \frac{500}{5^2} \times 0.08 = 1.60 \frac{\text{Ton}}{\text{ft}^2} \\ \sigma_{z_W} = \frac{500}{5^2} \times 0.06 = 1.20 \checkmark \end{array} \right.$$

Edge

$$\left. \begin{array}{l} \text{for } z = 10 \\ r = 5 \end{array} \right\} \frac{r}{z} = \frac{5}{10} = \frac{1}{2} \quad N_W = 0.17 \quad N_B = 0.27$$

$$\sigma_{z_B} = \frac{500}{10^2} \times 0.27 = 1.35 \frac{\text{Ton}}{\text{ft}^2}$$

$$\sigma_{z_W} = \frac{500}{10^2} \times 0.17 = 0.85 \checkmark$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{for } z = 20 \\ r = 5 \end{array} \right\} \frac{r}{z} = \frac{5}{20} = \frac{1}{4} \quad N_W = 0.26 \quad N_B = 0.41$$

$$\sigma_{z_B} = \frac{500}{20^2} \times 0.41 = 0.512 \frac{\text{Ton}}{\text{ft}^2}$$

$$\sigma_{z_W} = \frac{500}{20^2} \times 0.26 = 0.325 \checkmark$$

Caso II
at center

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} N$$

for $z = 5'$

$$\left. \begin{aligned} r = 3.5' \\ \frac{r}{z} = \frac{3.5}{5} = 0.7 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} N_B = 0.176 \quad N_W = 0.11 \\ \sigma_{z_B} = \frac{4 \times 125}{5^2} \times 0.176 = 3.52 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2} \\ \sigma_{z_W} = \frac{4 \times 125}{5^2} \times 0.11 = 2.2 \quad // \end{aligned}$$

For $z = 10'$

$$\left. \begin{aligned} r = 3.5 \\ \frac{r}{z} = \frac{3.5}{10} = 0.35 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} N_B = 0.358 \quad N_W = 0.22 \\ \sigma_{z_B} = \frac{4 \times 125}{10^2} \times 0.358 = 1.83 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2} \\ \sigma_{z_W} = \frac{4 \times 125}{10^2} \times 0.22 = 1.1 \quad // \end{aligned}$$

For $z = 20'$

$$\left. \begin{aligned} r = 3.5 \\ \frac{r}{z} = \frac{3.5}{20} = 0.175 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} N_B = 0.444 \quad N_W = 0.29 \\ \sigma_{z_B} = \frac{4 \times 125}{20^2} \times 0.444 = 0.555 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2} \\ \sigma_{z_W} = \frac{4 \times 125}{20^2} \times 0.29 = 0.362 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2} \end{aligned}$$

influence values at edge

$$\left\{ \begin{aligned} r_1 = 3.6' \\ r_2 = 7.8' \end{aligned} \right.$$

$$\frac{r_1}{z_1} = \frac{3.6}{5} = 0.72 ; \quad N_B = 0.168 ; \quad N_W = 0.110$$

$$\frac{r_2}{z_1} = \frac{7.8}{5} = 1.56 ; \quad N_B = 0.019 ; \quad N_W = 0.019$$

$$\frac{r_1}{z_2} = \frac{3.6}{10} = 0.36 ; \quad N_B = 0.352 ; \quad N_W = 0.220$$

$$\frac{r_2}{z_2} = \frac{7.8}{10} = 0.78 ; \quad N_B = 0.146 ; \quad N_W = 0.09$$

$$\frac{r_1}{z_3} = \frac{3.6}{20} = 0.18 ; \quad N_B = 0.441 ; \quad N_W = 0.29$$

$$\frac{r_2}{z_3} = \frac{7.8}{20} = 0.39 ; \quad N_B = 0.335 ; \quad N_W = 0.21$$

Caso II $r = 9.6$
 $r = 8.1$

at the edge

for $Z_1 = 5'$ $\left\{ \begin{aligned} \sigma_{z_B} &= \frac{.125}{5^2} (2 \times 0.168 + 2 \times 0.019) = 1.87 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2} \\ \sigma_{z_w} &= \frac{.125}{5^2} (2 \times 0.11 + 2 \times 0.019) = 0.645 \end{aligned} \right.$

$\frac{r}{Z} = \frac{9.6}{5} = 1.92$

for $Z_2 = 10'$ $\left\{ \begin{aligned} \sigma_{z_B} &= \frac{.125}{10^2} (2 \times 0.352 + 2 \times 0.146) = 1.24 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2} \\ \sigma_{z_w} &= \frac{.125}{10^2} (2 \times 0.220 + 2 \times 0.09) = .388 \checkmark \end{aligned} \right.$

$\frac{r}{Z} = \frac{9.6}{10} = .96$

for $Z = 20'$ $\left\{ \begin{aligned} \sigma_{z_B} &= \frac{.125}{20^2} (2 \times .441 + 2 \times .335) = .485 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2} \\ \sigma_{z_w} &= \frac{.125}{20^2} (2 \times .335 + 2 \times .21) = .341 \checkmark \end{aligned} \right.$

$\frac{r}{Z} = \frac{9.6}{20} = .48$

Caso III
Influence values for center

$I = 5$

(4)	$r_1 = 1.8'$	$\frac{1.8}{5} = 0.36$	$N_B = 0.352$	$N_w = 0.22$
(8)	$r_2 = 3.9'$	$\frac{3.9}{5} = 0.78$	$N_B = 0.146$	$N_w = 0.095$
(4)	$r_3 = 5.2'$	$\frac{5.2}{5} = 1.04$	$N_B = 0.083$	$N_w = 0.06$

$Z = 10'$

4	$\frac{1.8}{10} = 0.18$	$N_B = 0.441$	$N_w = 0.295$
8	$\frac{3.9}{10} = 0.39$	$N_B = 0.335$	$N_w = 0.210$
4	$\frac{5.2}{10} = 0.52$	$N_B = 0.263$	$N_w = 0.110$

$Z = 20'$

4	$\frac{1.8}{20} = 0.09$	$N_B = 0.468$	$N_w = 0.20$
8	$\frac{3.9}{20} = 0.195$	$N_B = 0.436$	$N_w = 0.28$
4	$\frac{5.2}{20} = 0.26$	$N_B = 0.405$	$N_w = 0.26$

for the center

for $Z = 5'$

$$\sigma_{I_B} = \frac{31.25}{5^2} (4 \times 0.352 + 8 \times 0.146 + 4 \times 0.083) = 3.63 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2}$$

$$\sigma_{Z_w} = \frac{31.25}{5^2} (4 \times 0.22 + 8 \times 0.095 + 4 \times 0.06) = 1.48 \checkmark$$

for $Z = 10'$

$$\sigma_{Z_B} = \frac{31.25}{10^2} (4 \times 0.441 + 8 \times 0.335 + 4 \times 0.263) = 1.73 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2}$$

$$\sigma_{Z_w} = \frac{31.25}{10^2} (4 \times 0.295 + 8 \times 0.210 + 4 \times 0.110) = 1.06 \checkmark$$

for $Z = 20'$

$$\sigma_{Z_B} = \frac{31.25}{20^2} (4 \times 0.468 + 8 \times 0.436 + 4 \times 0.405) = .546 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2}$$

$$\sigma_{Z_w} = \frac{31.25}{20^2} (4 \times 0.20 + 8 \times 0.28 + 4 \times 0.26) = 0.326 \checkmark$$

Influence values for edge

- (1) $r_1 = 4 \text{ ft}$
- (2) $r_2 = 5.3 \text{ ft}$
- (2) $r_3 = 6.5 \text{ ft}$
- (2) $r_4 = 7.3 \text{ ft}$
- (2) $r_5 = 8.8 \text{ ft}$
- (2) $r_6 = 9.5 \text{ ft}$
- (2) $r_8 = 10.8 \text{ ft}$

	$\frac{r}{Z}$	N_B	N_w
	$\frac{4}{5} = 0.8$	0.139	0.075
	$\frac{5.3}{5} = 1.06$	0.073	0.055
	$\frac{6.5}{5} = 1.30$	0.04	0.035
	$\frac{7.3}{5} = 1.46$	0.028	0.028
	$\frac{8.8}{5} = 1.76$	0.014	0.014
	$\frac{9.5}{5} = 1.9$	0.011	0.009
	$\frac{10.8}{5} = 0.36$	0.352	0.22
4	0.4	0.329	0.20
2	0.53	0.257	0.095
2	0.65	0.198	0.120
2	0.73	0.164	0.100
2	0.88	0.114	0.08
2	0.95	0.096	0.07
2	0.18	0.441	0.29

$Z = 10$

influence values for edge

	$\frac{r}{z}$	N_B	N_w
z=20'	4 $\frac{4}{20} = 0.20$	0.433	0.28
	2 $\frac{5.3}{20} = 0.265$	0.405	0.25
	2 $\frac{6.5}{20} = 0.325$	0.370	0.23
	2 $\frac{7.3}{20} = 0.365$	0.349	0.21
	2 $\frac{8.8}{20} = 0.44$	0.307	0.185
	2 $\frac{9.5}{20} = 0.475$	0.289	0.18
	2 $\frac{1.8}{20} = 0.09$	0.468	0.31

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} N$$

$$z=20 \quad \sigma_{z_B} = \frac{31.25}{20^2} \left[4 \times 0.433 + 2 \times (0.405 + 0.370 + 0.349 + 0.307 + 0.289 + 0.468) \right] = 0.43 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2}$$

$2 \times 2.188 = 3.76$

$$\sigma_z = \frac{31.25}{20^2} \left[4 \times 0.28 + 2 \times (0.25 + 0.23 + 0.21 + 0.185 + 0.18 + 0.31) \right] = 0.302 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2}$$

$2 \times 1.365 = 2.73$

$$\sigma_{z_B} = \frac{31.25}{10^2} \left[4 \times 0.329 + 2 \times (.257 + .198 + .164 + .114 + .096 + .441) \right] = 1.21 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2}$$

$2 \times 1.027 = 2.054$

$$\sigma_z = \frac{31.25}{10^2} \left[4 \times 0.2 + 2 \times (.095 + .12 + 0.1 + 0.08 + 0.07 + .29) \right] = 0.721$$

$2 \times 0.755 = 1.51$

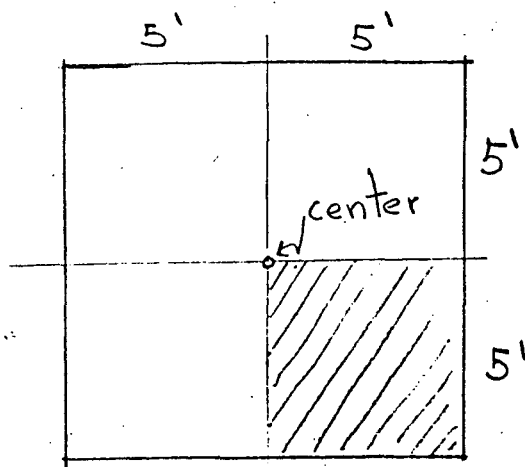
$$\sigma_{z_B} = \frac{31.25}{5^2} \left[4 \times .139 + 2 \times (.073 + .04 + .028 + .014 + .011 + .352) \right] = 2.0 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2}$$

$2 \times 0.518 = 1.04$

$$\sigma_z = \frac{31.25}{5^2} \left[4 \times .075 + 2 \times (.055 + .035 + .028 + .014 + .009 + .22) \right] = 1.28$$

$2 \times 0.361 = 0.722$

Distributed Load



at center:

$$\sigma_z = w \cdot w_0$$

$$w_0 = f(m, n)$$

$$m = \frac{x}{z} \quad n = \frac{y}{z}$$

$$w = 5 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2}$$

Coefficients:

Boussinesq

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{at } 5' \rightarrow m = \frac{5}{5} = 1 \rightarrow n = \frac{5}{5} = 1 \rightarrow w_0 = 0.174 \\ \text{at } 10' \rightarrow m = \frac{5}{10} = 0.5 \rightarrow n = \frac{5}{10} = 0.5 \rightarrow w_0 = 0.084 \\ \text{at } 20' \rightarrow m = \frac{5}{20} = 0.25 \rightarrow n = \frac{5}{20} = 0.25 \rightarrow w_0 = 0.027 \end{array} \right.$$

Westergaard

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{at } 5' \quad m=1 \quad n=1 \quad \rightarrow \quad w_0 = 0.118 \\ 10' \quad m=0.5 \quad n=0.5 \quad \rightarrow \quad w_0 = 0.055 \\ 20' \quad m=0.25 \quad n=0.25 \quad \rightarrow \quad w_0 = 0.019 \end{array} \right.$$

Stresses:

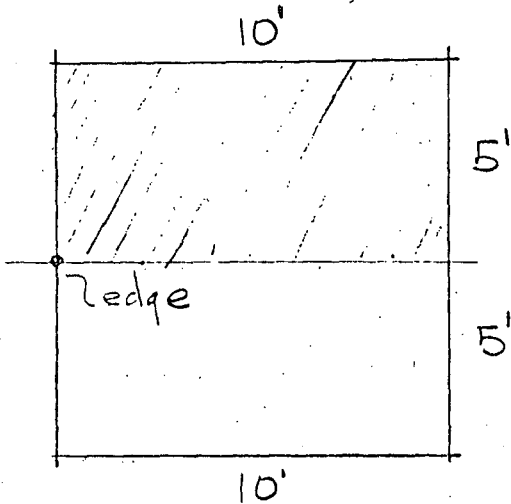
Boussinesq

$$\left\{ \begin{array}{l} 5'; \quad \sigma_z = 4w \cdot w_0 = 4 \times 5 \times 0.174 = 3.48 \quad \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2} \\ 10'; \quad \sigma_z = 4 \times 5 \times 0.084 = 1.68 \quad - \\ 20'; \quad \sigma_z = 4 \times 5 \times 0.027 = 0.54 \quad - \end{array} \right.$$

Westergaard

$$\left\{ \begin{array}{l} 5' \quad \sigma_z = 4 \times 5 \times 0.118 = 2.36 \quad - \\ 10' \quad \sigma_z = 4 \times 5 \times 0.055 = 1.10 \quad - \\ 20' \quad \sigma_z = 4 \times 5 \times 0.019 = 0.38 \quad - \end{array} \right.$$

Distributed Load



at edge

$$\sigma_z = 2w \cdot w_0$$

$$w_0 = f(m, n)$$

$$m = \frac{x}{l} \quad n = \frac{y}{b}$$

$$x = 5' \quad y = 10', \quad w = 5 \frac{\text{ton}}{\text{ft}^2}$$

Coefficients:

Boussinesq

{	at 5'	$m = \frac{5}{5} = 1$	$n = \frac{10}{5} = 2$	$w_0 = 0.2$
	at 10'	$m = \frac{5}{10} = .5$	$n = \frac{10}{10} = 1$	$w_0 = 0.12$
	at 20'	$m = \frac{5}{20} = .25$	$n = \frac{10}{20} = .5$	$w_0 = 0.047$

Westergaard

{	at: 5'	$m = 1$	$n = 2$	$w_0 = 0.14$
	10'	$m = .5$	$n = 1$	$w_0 = 0.078$
	20'	$m = .25$	$n = .5$	$w_0 = 0.03$

Stresses:

Boussinesq

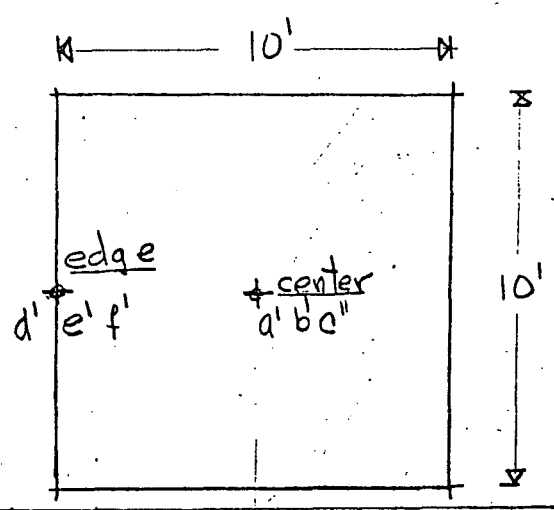
{	at: 5'	$\sigma_z = 2 \times 5 \times 0.2 = 2$	$\frac{\text{ton}}{\text{ft}^2}$
	10	$\sigma_z = 2 \times 5 \times 0.12 = 1.2$	✓
	20	$\sigma_z = 2 \times 5 \times 0.047 = 0.47$	✓

Westergaard

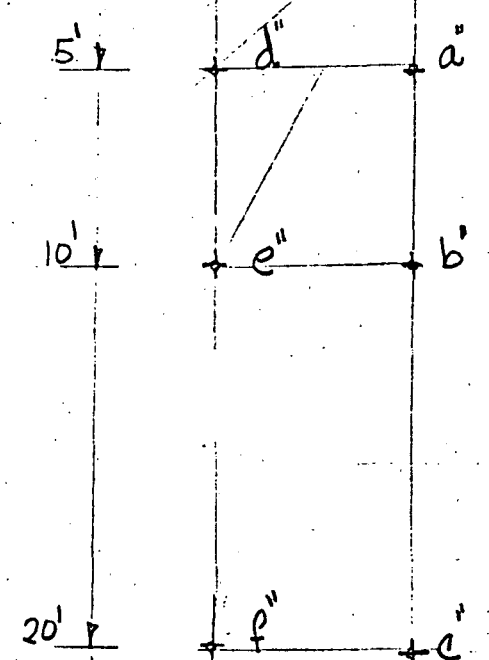
{	at: 5'	$\sigma_z = 2 \times 5 \times 0.14 = 1.4$	✓
	10'	$\sigma_z = 2 \times 5 \times 0.078 = 0.78$	✓
	20'	$\sigma_z = 2 \times 5 \times 0.03 = 0.30$	✓

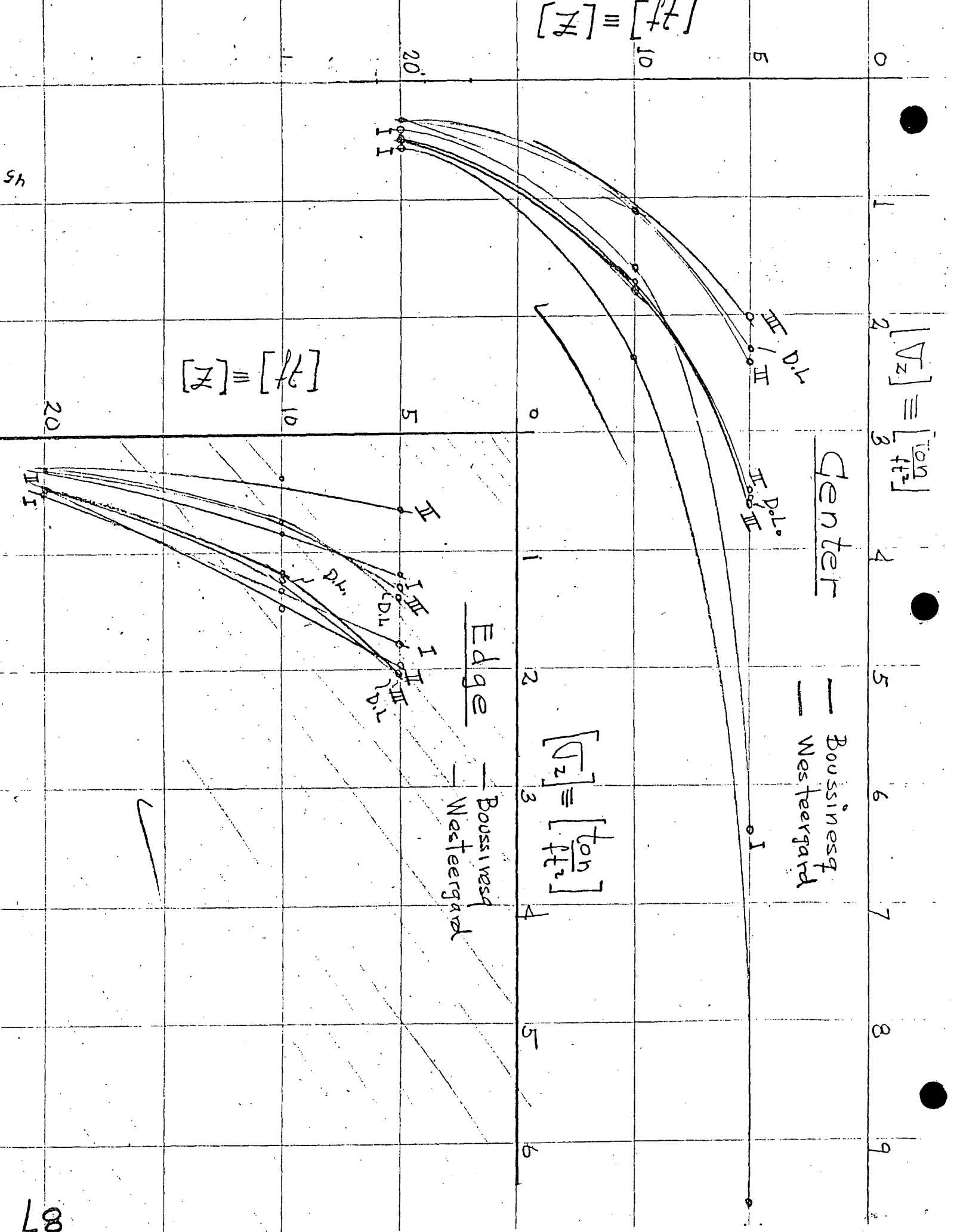
Point	Depth [ft.]	σ_z in $\frac{\text{ton}}{\text{ft}^2}$ Cases				σ_z in $\frac{\text{ton}}{\text{ft}^2}$ Cases			
		I	II	III	D.L.	I	II	III	D.L.
Center	a	9.56	8.46	3.58	8.48	6.40	2.20	2.0	2.36
	b	2.39	1.83	1.73	1.68	1.60	1.10	1.06	1.10
	c	0.598	.555	.546	.54	0.400	.362	.326	.38
Edge	d	1.60	1.87	2.	2.	1.20	.645	1.28	1.4
	e	1.35	1.24	1.21	1.2	.85	.388	0.721	0.78
	f	.512	.485	0.43	0.47	.325	.341	0.302	0.30

(.79)



Example:
 footing 10' square
 loaded to 5 $\frac{\text{ton}}{\text{ft}^2}$
 Case I - 1-500 ton loaded
 Case II - 4-125 ✓ ✓
 Case III - 16-31.25 ✓ ✓
 D.L. Distributed load





$$[Z] = [ft]$$

$$[Z] = [ft]$$

$$[V_z] = \left[\frac{T_0 n}{\rho t^2} \right]$$

45

Discussion:

Boussinesq Equations, expressing the stress components caused by a perpendicular, point, surface force, at points within an elastic, isotropic, homogeneous mass which extends semi-infinitely in all directions from a level surface.

Westergaard Equations

Typical clay strata usually have partings or thin lenses of coarser material within them. The material in such lenses greatly accentuates the non-isotropic condition that is so common in sedimentary soils, and it is the cause of a greatly increased resistance to lateral strain. An elastic solution that is based on conditions which are analogous, to a degree, to the extreme condition of this type has been obtained by Westergaard. In this derivation an elastic material is assumed to be laterally reinforced by numerous, closely spaced, horizontal sheets of negligible thickness but of infinite rigidity, which prevent the mass as a whole from undergoing lateral strain. This material may, therefore, be viewed as representative of an extreme case of non-isotropic condition.

Westergaard's expression

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} \frac{\frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{1-2\mu}{2-2\mu}}}{\left[\frac{1+2\mu}{2-2\mu} + \left(\frac{r}{z}\right)^2 \right]^{3/2}}$$

At points directly below the load, the stress have maximum values when Poisson's ratio $\mu = 0$

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

It has been found that estimates of settlements obtained by use of the Boussinesq equations for determination of stresses, are in the great majority of cases larger than observed settlements. This may be somewhat of an indication that the Boussinesq equations give stress values which are too large, although it also could be the result of the other assumptions that are used in settlement estimates. The Westergaard equations now tend to be accepted preferable for use in settlement predictions.

Important: these equations are from elastic theory and it will be rigorously correct only for materials in which stresses and strain are proportional, each formula is valid only for the specific conditions upon which is based.

When these equations are used for estimating stresses in soils the inaccuracies that occur because soils are not elastic. The conditions existing in any problem are seldom exactly comparable to the conditions upon which available formulae are based. The basic assumption in the theory of elasticity is proportionality between stress and strain. The main question in this discussion, therefore, is the degree to which this proportionality holds in soils under the loadings which are to be applied.

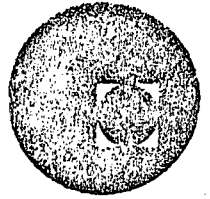
Therefore, the formulas from elastic theory, based either on the Boussinesq or the Westergaard conditions, are not applicable for estimating stresses induced into sand deposits by surface loadings.

References

Notes, Professor Osterberg's Lecture
Taylor's Book
Terzaghi and Peck's Book.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam

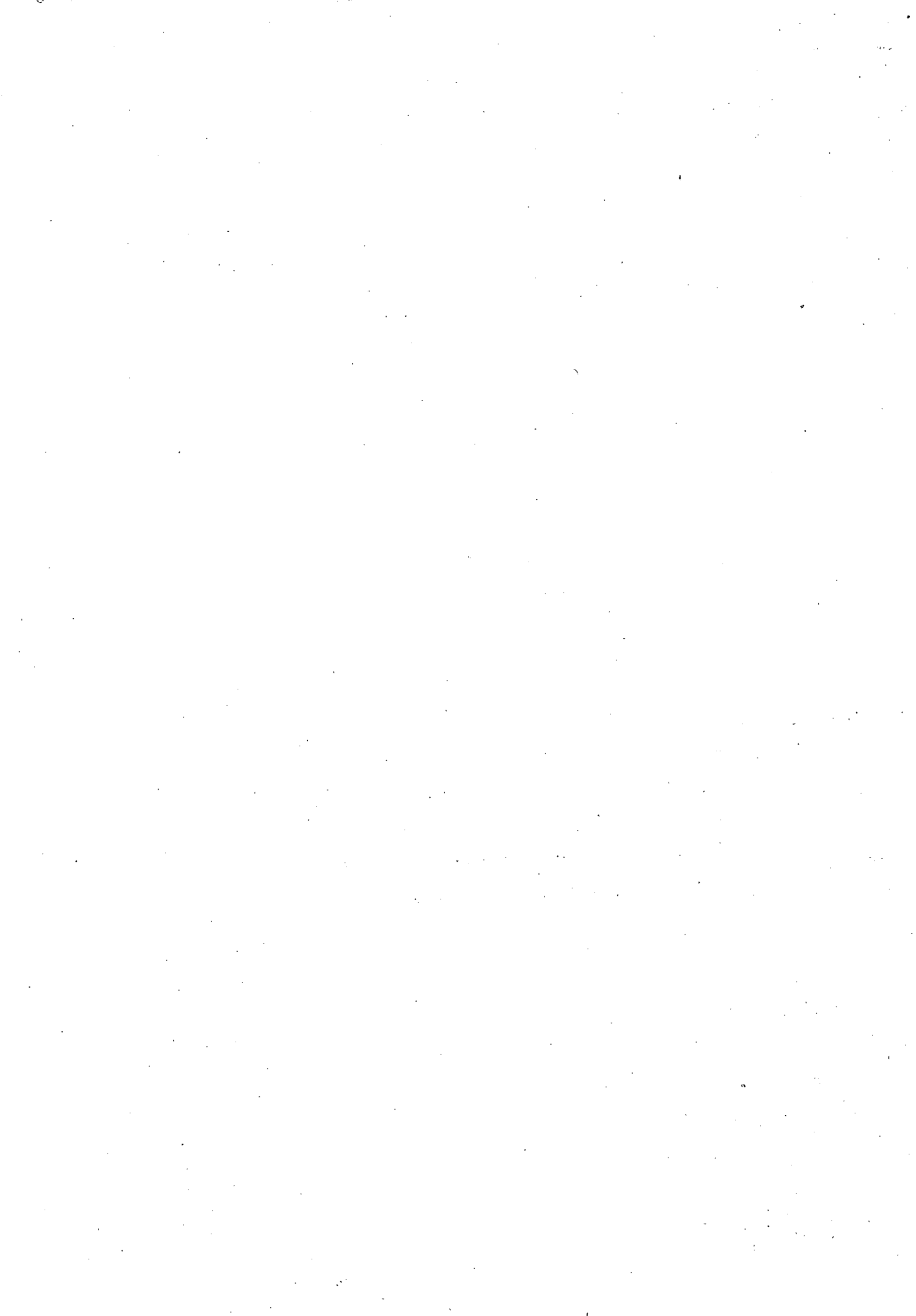


INGENIERIA DE CIMENTACIONES

EXPLORACION DEL SUELO

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.



Capítulo 7

EXPLORACIÓN DEL SUELO

ART. 43 PROPÓSITO Y ALCANCE DE LA EXPLORACIÓN DEL SUELO

Definición de exploración del suelo

El proyecto de una fundación, de un dique de tierra, o de un muro de sostenimiento, no puede efectuarse de una manera inteligente y satisfactoria, a menos que el proyectista tenga como mínimo una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos que debe considerar. Las investigaciones del terreno y las de laboratorio necesarias para obtener esta información esencial constituyen lo que se denomina: *exploración del suelo, o reconocimiento del terreno, o estudio del subsuelo.*

Hasta hace pocas décadas, la exploración del suelo era siempre inadecuada e incompleta porque aun no se habían desarrollado métodos racionales para el ensayo de los suelos. Ahora, por el contrario, con frecuencia, el número de ensayos y los refinamientos empleados en su técnica de realización se hallan bastante fuera de proporción cuando se los compara con el valor práctico de sus resultados. Con el objeto de evitar estas condiciones extremas, hay que adaptar el programa de exploración a las condiciones del suelo y al tamaño del proyecto.

Influencia de las condiciones del suelo sobre el programa de exploración

Si una estructura importante se va a fundar encima de una capa bastante homogénea de arcilla, se puede justificar la realización de una cantidad considerable de ensayos de suelos, ejecutados por laboristas expertos, ya que los resultados permiten prever con relativa exactitud tanto el asentamiento como la velocidad con que éste se produce. Con esta previsión, puede resultar posible eliminar, con un costo razonable, el peligro de asentamientos diferenciales perjudiciales, por ejemplo, con una distribución apropiada de las cargas, o ajustando adecuadamente las profundidades de los sótanos situados debajo de las diferentes partes de la estructura. Si por el contrario, una estructura similar debe situarse encima de un depósito compuesto de bolsones y lentes de arena, arcilla y limo, la misma cantidad de ensayos agregaría muy poco a la información que podría obtenerse deter-

minando meramente las propiedades índice pertinentes de varias docenas de muestras representativas extraídas de las perforaciones de la exploración. Datos adicionales de mucho mayor significado que los que se deducirían de extensos ensayos de suelos se podrían obtener, en menos tiempo y con menor gasto, por medio de simples ensayos de penetración en el terreno, a lo largo de líneas verticales poco espaciadas entre sí, ya que dichos ensayos pondrían en evidencia las zonas débiles que pudiera haber entre perforaciones. El descubrimiento de dichas zonas es más importante que el conocimiento exacto de las propiedades de algunas muestras tomadas al azar.

Lo que se acaba de decir demuestra que, si el perfil del subsuelo es complejo, es muy probable que un programa elaborado de ensayos de suelo se halle fuera de lugar. Por ello, los métodos para la exploración del suelo deben elegirse, de acuerdo con el tipo de perfil del subsuelo, en el lugar mismo de la construcción. En lo que sigue se describen las características de los principales tipos de perfiles del subsuelo que comúnmente se encuentran en la práctica.

La expresión *perfil del subsuelo*, o simplemente *perfil del suelo*, indica una sección vertical a través del terreno, que muestra los espesores y el orden de sucesión de los estratos. El término *estrato* se aplica a una capa de suelo relativamente bien definida, que se halla en contacto con otras capas de características bien diferentes. Si los límites entre estratos son más o menos paralelos, se dice que el perfil del suelo es *simple* o *regular*. Si, por el contrario, los límites son irregulares, se dice que el perfil del suelo es *errático*.

Hasta una profundidad comprendida entre 1,50 y 2 metros, a contar de la superficie del terreno, y excepcionalmente hasta una profundidad mayor, las propiedades físicas del suelo son influidas por los cambios periódicos de humedad y temperatura y por los agentes biológicos, como ser las raíces, los gusanos y las bacterias. La parte superior de esta región se conoce como horizonte *A*, y se caracteriza por estar sujeto, principalmente, a los efectos mecánicos del clima y a la pérdida por lavado de algunos de sus elementos. La parte inferior se identifica como horizonte *B* y es donde se precipitan y acumulan en parte las sustancias lavadas del horizonte *A*.

Las propiedades de los suelos de los horizontes *A* y *B* interesan especialmente a los agrónomos y a los ingenieros viales. Los ingenieros de suelos y fundaciones se interesan más en el material madre inferior. Debajo del horizonte *B*, las características del suelo vienen determinadas solo por la materia prima de la cual derivan, por la forma en que se depositó y por los procesos geológicos que le siguieron. Los estratos individuales que constituyen el perfil del suelo debajo del horizonte *B* pueden ser bastante homogéneos, o bien estar compuestos por partes menores cuyas propiedades se diferencian más o menos del término medio. La forma, el tamaño y la distribución de estas partes más pequeñas determinan la *estructura primaria* del depósito. Como la mayoría de los suelos fueron depositados bajo agua, la estructura primaria más común es la *estratificación*. Si las capas individuales no tienen espesores mayores de unos 2 a 3 cm y además son aproximadamente del mismo espesor, se dice que el suelo es

laminar. Un ejemplo lo dan las arcillas laminares descritas en el artículo 2. La acción del hielo, de los deslizamientos de taludes naturales, de los ríos torrenciales y de otros agentes naturales conduce a la formación de depósitos con una *estructura errática*. Cuanto más se aproxima la estructura de una masa de suelo al tipo errático, tanto más difícil resulta determinar valores medios para las constantes y parámetros del suelo y más incierto es el resultado.

En arcillas resistentes y otros suelos con gran cohesión, la estructura primaria puede llevar asociada una *estructura secundaria*, que se desarrolla después que el suelo ha sido depositado. La más importante de las características estructurales secundarias está constituida por los sistemas de fisuras capilares, grietas, diaclasas y espejos de fricción. Las fisuras capilares, grietas y diaclasas se presentan comúnmente en las arcillas que se formaron en llanuras inundables y que consisten en capas, cada una de las cuales, después de ser depositada, estuvo temporariamente expuesta a la atmósfera. La contracción originó las fisuras durante el período de exposición. El deslizamiento a lo largo de fisuras existentes o recientemente formadas, originado como consecuencia de cambios de volumen producidos por procesos químicos o por deformaciones debidas a fuerzas tectónicas o gravitacionales, pule las caras de las fisuras dando origen a los espejos de fricción.

Si un estrato cohesivo tiene una estructura secundaria bien desarrollada, los resultados de los ensayos de laboratorio pueden proporcionar una concepción errónea de sus propiedades mecánicas. Por ello, tratándose de suelos con estas características, la única guía de confianza que le queda al ingeniero consiste en su criterio, formado en la experiencia adquirida en el terreno con materiales similares y, en algunos casos, ensayos en sitio en gran escala.

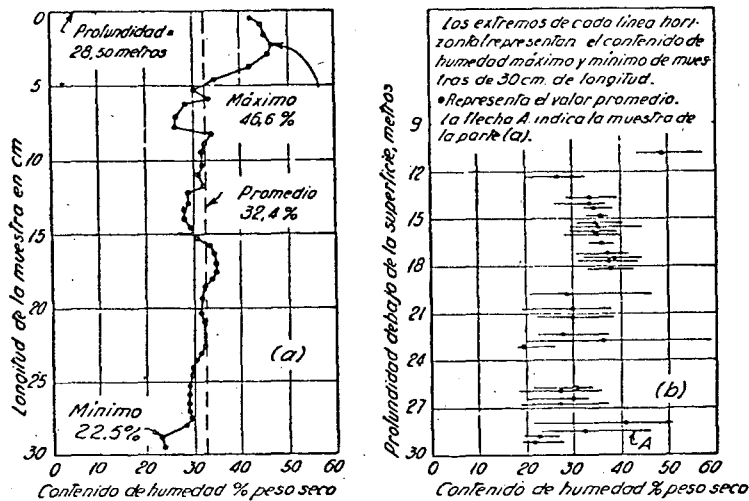


Fig. 43.1. Variación del contenido natural de humedad de la arcilla de una perforación en Boston. (a) Variación dentro de una distancia vertical igual a 30 centímetros; (b) Variación en toda la altura de la perforación.

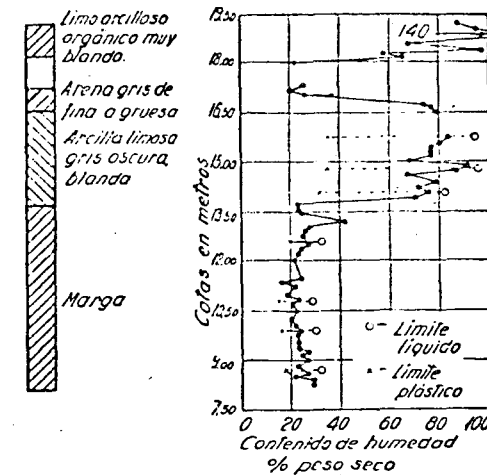


Fig. 43.2. Variación del contenido de humedad de las muestras de una perforación en un depósito costero compuesto.

La experiencia ha indicado que las propiedades físicas de casi todos los estratos naturales de suelo varían considerablemente en la dirección vertical y mucho menos en las direcciones horizontales. Este hecho es demostrado en forma clara por la variación del contenido natural de humedad de arcillas que, en base a una inspección visual, aparecen como homogéneas. La figura 43.1, por ejemplo, muestra los resultados de una investigación sobre el contenido de humedad de una capa de arcilla en Boston. La figura 43.1a indica las variaciones dentro de un espesor de 30 centímetros y la 43.1b en todo el estrato de 18 metros de espesor. Si la masa de arcilla tiene aspecto de no ser homogénea, su contenido de humedad es probable que varíe con la profundidad de una manera tan errática como la que indica la figura 43.2.

Si un estrato es del tipo errático, la única manera de obtener una información adecuada con respecto a cómo varían las propiedades del suelo, consiste en la extracción de muestras continuas que abarquen todo el espesor del estrato y en efectuar ensayos sobre cada parte del material de la muestra obtenida, o bien en ejecutar ensayos adecuados en el terreno. Cierta tipo de ensayos, como los de penetración, proporcionan un registro continuo de las variaciones de resistencia del estrato. Otros, como los ensayos de bombeo, utilizados para determinar el coeficiente de permeabilidad, proporcionan valores medios de las propiedades del suelo que se investiga.

Influencia del tamaño de la obra sobre el programa de exploración

En la preparación del programa de exploración del suelo debe considerarse también la magnitud de la construcción. Si la construcción que se propone ejecutar implica solo un gasto ínfimo, el proyectista no debe incluir

en la investigación más que un pequeño número de perforaciones de reconocimiento, y unos pocos ensayos de identificación, clasificación y resistencia sobre muestras representativas de los suelos. La falta de información exacta con respecto a las condiciones del subsuelo se compensa usando en el proyecto, un coeficiente de seguridad mayor. Si, por el contrario, con condiciones similares del subsuelo, hay que ejecutar una construcción de iguales características que la anterior, pero de gran volumen, aun el costo de una investigación completa y elaborada es generalmente pequeño, comparado con las economías que pueden efectuarse utilizando sus resultados en el proyecto y en la construcción, o comparado con los gastos que se originarían por una falla debida a hipótesis erróneas de proyecto. Por ello, por lo común, en proyectos de importancia, las investigaciones minuciosas del subsuelo se justifican integralmente.

Para poder adaptar el programa de exploración a los requerimientos de una obra dada y obtener los datos esenciales con un mínimo de tiempo y dinero, el ingeniero debe hallarse familiarizado con los elementos y procedimientos existentes para explorar el subsuelo, con los métodos para analizar y clasificar los resultados de ensayos de laboratorio y de ensayos en el terreno, y con las incertidumbres que encierran los resultados que se obtienen con los diferentes métodos de exploración del suelo. Estos temas se estudian en los dos artículos que siguen.

Causas de falsas interpretaciones de las condiciones del subsuelo

Cualesquiera sean las condiciones del subsuelo y el programa de perforaciones y auscultaciones, la exploración solo provee información relativa a la secuencia de materiales a lo largo de líneas verticales, comúnmente espaciadas no menos de 15 m, e información relativa a las propiedades físicas significativas de lo que se cree son muestras representativas. En base a esta información, más bien fragmentaria, el proyectista se ve obligado a construir el perfil del suelo por interpolación entre perforaciones y muestras, dividir el subsuelo en zonas que constan de materiales con aproximadamente las mismas propiedades ingenieriles, y estimar para cada zona los valores medios de los parámetros del suelo que aparecen en sus ecuaciones. A partir de ese momento olvida los suelos reales y opera con materiales ficticios. Por tanto, el grado de seguridad de los resultados de sus cálculos depende enteramente de la diferencia entre el subsuelo real y el ideal. Si una diferencia desfavorable de una naturaleza esencial ha escapado a su atención, el proyecto preparado en base a dichos datos puede resultar insatisfactorio a pesar de una investigación adecuada del subsuelo.

La experiencia ha demostrado que las causas de una interpretación fatal de las condiciones de subsuelo pueden dividirse en tres categorías:

1. Influencia en los resultados de los ensayos de una excesiva alteración de las muestras o diferencias significativas entre los ensayos y las condiciones del terreno.

2. No alcanzar a reconocer o juzgar correctamente las condiciones más desfavorables del subsuelo compatibles con los datos del terreno.

3. Un inadecuado contacto entre las organizaciones de proyecto y construcción, que impidan detectar diferencias significativas de las condiciones o de los procedimientos de construcción con respecto a los anticipados o especificados por el proyectista (Terzaghi, 1958a, 1963).

Observaciones durante la construcción

Proyectar en base a las hipótesis más desfavorables es inevitablemente antieconómico, pero ningún otro procedimiento provee al proyectista, antes de la construcción, la seguridad de que la estructura no va a desarrollar defectos como consecuencia de condiciones de suelo no anticipadas. No obstante, si el proyecto permite modificaciones durante la construcción, se pueden realizar economías importantes concretándolo en base a las más probables en lugar de las más desfavorables posibilidades. El vacío en la información disponible se llena con observaciones durante la construcción, y el proyecto se modifica de acuerdo con dichas observaciones. Esta forma de proyectar puede denominarse "*el procedimiento de la observación en obra*".

El procedimiento de la observación en obra se ha practicado con éxito durante toda la historia de la construcción de túneles, debido a que la construcción de su revestimiento permanente va usualmente precedida de la instalación de soportes temporarios y la observación de su comportamiento provee toda la información necesaria para adaptar el proyecto de los revestimientos permanentes a condiciones del subsuelo desfavorables no anticipadas. Por otro lado, en diques de tierra e ingeniería de fundación, las estructuras permanentes se proyectan antes que comiencen las operaciones de construcción, y las consecuencias de una fuente de error no anticipada no aparecen hasta que la estructura está en un estado avanzado de construcción.

Para poder usar con éxito el procedimiento de la observación en obra en la ingeniería de suelos, se deben satisfacer dos requerimientos: Primero, las características generales de las zonas débiles deben ser reveladas por los resultados de la exploración del subsuelo antes que se inicie la construcción. Segundo, deben tomarse las previsiones necesarias para obtener durante la construcción una información cuantitativa con respecto a las características indeseables de estas zonas antes que sea demasiado tarde para poder modificar el proyecto de acuerdo con estas observaciones. Estos requerimientos no pudieron ser satisfechos hasta que se entendió con claridad la mecánica de la interacción entre el suelo y el agua y se desarrollaron medios de observación adecuados. Según cual sea la naturaleza de la obra, los datos que se necesitan para practicar el procedimiento de la observación en obra se obtienen midiendo las presiones de poros, los niveles piezométricos, las cargas, las tensiones, los desplazamientos horizontales, verticales y angulares, y el volumen del escurrimiento del agua. Los medios para hacer las mediciones se describen en el Capítulo 12 y en los Capítulos 8 y 11 se dan algunos ejemplos al respecto. En la lista de las lecturas seleccionadas que se agrega a

continuación se relatan con detalles modificaciones de proyecto producidas durante la construcción en obras diversas.

Lecturas seleccionadas

Las referencias que siguen contienen ejemplos de procedimientos por los cuales el proyecto fue modificado como consecuencia de observaciones realizadas durante la construcción:

- Graftio, H. (1936). Some features in connection with the foundation of Svir 3 hydroelectric power development. *Proceedings de la Primera Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos*, Cambridge, Mass. 1, págs. 284-290. Tómese especial cuenta de los métodos para adaptar el proyecto y la construcción a las propiedades elásticas del terreno.
- Fitz Hugh, M. M., J. S. Miller y K. Terzaghi (1947). "Shipways with cellular walls on a marl foundation", *Transactions ASCE*, 112, págs. 298-324.
- Zeevaert, L. (1957). "Foundation design and behaviour of Tower Latino Americana in México City", *Geotechnique*, 7, N° 3, págs. 115-133.
- Casagrande, A. (1960d). "An unsolved problem of embankment stability on soft ground", *Proceedings Primera Conferencia Panamericana de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*, México, 2, págs. 721-746.
- Terzaghi, K. (1960d). "Stabilization of landslides", Series de memorandum incluidos en *From theory to practice in soil mechanics*, New York, John Wiley and Sons, págs. 409-415.
- Terzaghi, K. y T. M. Leps (1960). "Design and performance of Vermilion dam", *Transactions ASCE*, 125, págs. 63-100.
- Terzaghi, K. y Y. Lacroix (1965). "Mission dam, an earth and rockfill dam on a highly compressible foundation", *Geotechnique*, 14, págs. 14-50.
- Casagrande, A. (1965). "Role of the 'calculated risk' in earthwork and foundation engineering", *ASCE J. Soil Mechanics*, 91, N° SM4, July, págs. 1-40.

ART. 44 MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DEL SUELO

Procedimientos principales

Toda investigación del subsuelo debiera ser precedida de una revisión de la información existente respecto de las condiciones geológicas del terreno en o cerca del lugar. En la mayoría de las veces esta información debe ser suplementada con los resultados de investigaciones más directas. Usualmente, el primer paso consiste en ejecutar unos pocos sondeos por un método rápido y obtener muestras suficientemente intactas de los suelos que forman cada uno de los estratos encontrados por las herramientas de sondeo. Estos sondeos se conocen como perforaciones exploratorias. Se puede necesitar además un muestreo más refinado, ensayos en el terreno o ambos. Las muestras proporcionan el material para una investigación de las propiedades del suelo por medio de ensayos de laboratorio. Los ensayos en el terreno, como los de penetración, los de corte en el lugar o los de bombeo, proporcionan información directa relativa a detalles del perfil del suelo y a las propiedades del suelo *in situ*.

Desde hace algunos años ciertos métodos geofísicos de exploración se han adaptado a los propósitos de la ingeniería civil. Utilizando estos métodos, por observaciones efectuadas en la superficie del terreno, es posible

obtener datos con respecto a la posición del plano de separación entre el suelo y la roca. Si la roca es sana y su superficie superior no es demasiado irregular, se puede determinar la posición y la topografía de la misma mucho más económica y rápidamente que por medio de perforaciones. Bajo condiciones favorables, los métodos geofísicos han dado buenos resultados para determinar la posición de los límites entre los diferentes estratos de suelos y obtener datos respecto de las propiedades físicas de los mismos. No obstante, en muchos casos, los resultados de tales relevamientos han conducido a conclusiones totalmente erróneas. Por ello, no se debe confiar en los métodos geofísicos a menos que sus resultados sean adecuadamente controlados con perforaciones u otros medios directos de investigación.

Los métodos para obtener muestras se adaptan a los requerimientos de la obra. Por otro lado, los procedimientos de perforación para bajar un sacatestigos a la cota de extracción de la muestra y retirarlo del terreno después que el mismo ha penetrado en su masa están determinados en gran parte por la economía y las condiciones del lugar. Como regla, para un procedimiento dado de muestreo, se pueden utilizar uno de varios métodos posibles de perforación. Por ello en los apartados que siguen los métodos de perforación y muestreo se describen separadamente.

Perforaciones

Formas de perforar. Los procedimientos más rápidos y más económicos para perforar se basan en el uso de la inyección de agua, el barreno o la perforación rotativa. Para poca profundidad, hasta unos 3 metros, se usa preferentemente el barreno; para profundidades mayores tienen aplicación los tres procedimientos.

Perforaciones a inyección de agua. El equipo para efectuar perforaciones a inyección (Mohr, 1943) incluye generalmente un caño camisa de 2,5 a 3 pulgadas de diámetro, en trozos de 1,50 o de 3 metros, que sirve de soporte a las paredes de la perforación; un peso o martillo para hincar la camisa en el terreno; un trípode para levantar los caños y el peso; y un caño de inyección de una a una y media pulgada de diámetro en longitudes de 1,50 ó 3 metros. El caño de inyección lleva en su extremidad superior una cabeza giratoria que sirve de unión con la manguera de la bomba de inyección, y en su extremidad inferior una punta o barreno de inyección que tiene agujeros por donde se fuerza el agua que se bombea por la parte superior (figura 44.2d). El equipo incluye también un recipiente para almacenar agua y una bomba a mano o a motor.

Para iniciar una perforación a inyección (fig. 44.1) se instala el trípode y luego se hincan en el terreno un trozo de caño de 1,50 metros hasta una profundidad de 1,20 metros. Se conecta a la parte superior del mismo una T, en la forma que lo indica la figura 44.1, de modo que el brazo horizontal de la T desemboque en el recipiente. Se levanta el caño de inyección a la posición vertical por medio de una sogá accionada a mano, a través de una polea colocada en la parte superior del trípode, y luego se baja hasta la parte superior del caño camisa. Se pone en marcha la bomba y se hace

circular el agua, del recipiente a la cabeza giratoria y al caño de inyección, hasta salir por la punta de inyección, de donde asciende por el espacio anular entre la camisa y el caño de inyección, pasa por la T y vuelve al recipiente. El agua arrastra del fondo del pozo trozos de suelo que se depositan en el recipiente, donde pueden ser examinados. A medida que se hace circular agua, se levanta y baja el caño de inyección rotándolo al bajarlo para romper el suelo que penetra. Repitiendo esta operación se avanza con la perforación, agregando caños cuando se necesitan.

A medida que progresa la perforación, se observan el color y la apariencia general del agua que sale de la misma. Cuando se nota un cambio, se para la inyección y se introduce un sacatestigos para sacar una muestra de suelo. Cuando las características del suelo aparecen como uniformes, se obtienen muestras cada metro o cada metro y medio. No se deben tolerar variaciones con respecto a este procedimiento, pues pueden conducir a serios errores relativos a las condiciones del subsuelo. En efecto, aun cuando la toma de muestras se haga en forma consciente, capas de arcilla de hasta un metro de espesor pueden pasar inadvertidas cuando están situadas entre dos capas de arena.

Toda vez que se para el avance con el objeto de tomar una muestra,

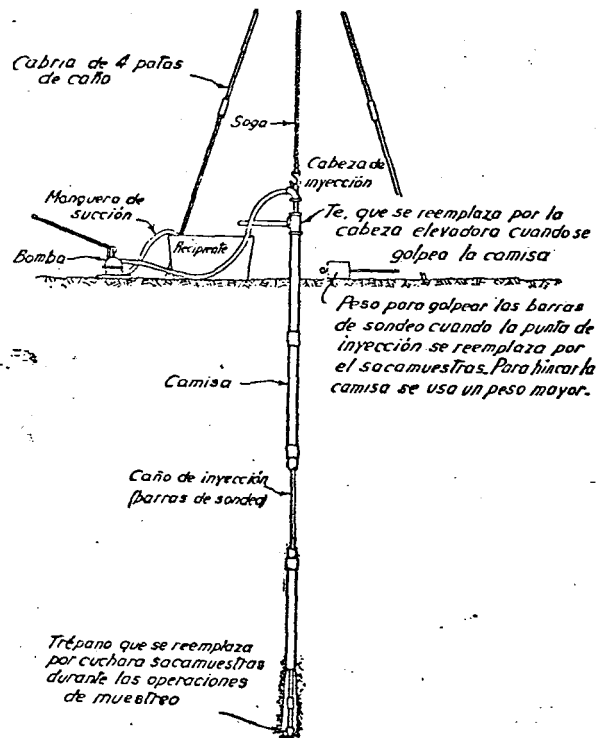


Fig. 44.1. Aparato para ejecutar perforaciones con inyección de agua (según H. A. Mohr, 1943).

debe esperarse que el agua en el caño camisa alcance un nivel estacionario, que corresponde al nivel de la napa freática, el que se determina y anota °. No es raro que el agua de los estratos inferiores se eleve a niveles mucho más altos del que alcanza el agua de los estratos superiores. Cuando se presenta una condición como ésta, debe hacerse constar expresamente, pues su omisión podría conducir a consecuencias graves. En algunos casos extraordinarios se puede presentar una situación inversa a la descrita anteriormente.

El equipo simple descrito en los párrafos precedentes tiene la ventaja de que un perforador experimentado y consciente puede usualmente detectar cambios en las características de los materiales a través de la sensación que le da el caño de la inyección a medida que es golpeado y girado, y de la observación del color del retorno de la inyección. Por ello puede con frecuencia fijar los niveles de los límites entre lentes o estratos con razonable exactitud y parar la perforación para tomar muestras representativas de todos los materiales penetrados. Los otros métodos de perforación o los equipos más elaborados de inyección no comparten esta ventaja. Son, sin embargo, usados extensivamente debido a su economía y rapidez. Sus desventajas con respecto a la comprobación de cambios en las condiciones del subsuelo deben ser compensadas por un muestreo más frecuente o aun continuo.

Perforación rotativa. Las características esenciales de la perforación rotativa son similares a la que se practica por inyección, excepto que la barra de perforación y el taladro cortante se hacen girar mecánicamente a medida que el pozo avanza. El taladro cortante contiene agujeros por los cuales el agua circulante emerge y levanta los trozos de material a medida que asciende por el espacio anular fuera de la barra de perforación. Mientras se hacen rotar, las barras de perforación se presionan mecánica o hidráulicamente hacia abajo. Pueden retirarse y la herramienta cortante ser sustituida por un sacatestigos toda vez que se necesite una muestra.

En las perforaciones rotativas, el fluido circulante con frecuencia no está constituido por agua sino por barro de perforación, usualmente una suspensión de bentonita de consistencia cremosa con una densidad específica de 1,09 a 1,15. Cuanto mayor sea la densidad del fluido, más se facilita la remoción de las partículas del material desmenuzado. Además, las características ligeramente tixotrópicas del barro ayuda a impedir la acumulación de partículas en el fondo de la perforación, en el intervalo de tiempo que

° Cuando en la inyección se utiliza agua solamente, es importante que este nivel se mantenga igual o superior al de la napa freática, para evitar que en el fondo de la perforación el suelo a muestrear se vea sometido a presiones ascendentes de filtración que lo alteren, en particular en el caso de materiales no cohesivos, como arena y limos no plásticos. Para ello debe cuidarse de compensar el volumen que se desplaza al retirar, antes del muestreo, el caño de inyección. (Véase Ireland, H. O., Moretto, O. y Vargas, M. "The Dynamic Penetration Test-A Standard that is not Standardized", *Geotécnica*, Londres, junio, 1970). Por otro lado, cuando se perfora sin camisa usando lodo bentonítico, la determinación del nivel freático es más incierta, pues el equilibrio solo se obtiene limpiando el pozo con agua limpia y esperando un tiempo, en general no menor de 24 horas. (N. del T.)

trascurre entre perforación y muestreo. Más aún, el barro forma una delgada capa de material cohesivo en las paredes de la perforación, que usualmente impide su derrumbe en aquellas partes que atraviesa suelo con poca o ninguna cohesión. Por ello, excepto para la parte superior del pozo, la camisa con frecuencia no es necesaria.

El uso de fluido de perforación elimina la posibilidad de determinar los diversos niveles piezométricos correspondientes a los varios estratos permeables a través de los cuales pasa la perforación.

Perforaciones a barreno. Casi universalmente las perforaciones poco profundas se hacen utilizando barrenos. Se ejecutan introduciendo en el terreno por rotación la punta helicoidal del barreno, generalmente del tipo mostrado en la fig. 44.2a, para luego retirarlo con el suelo que se le adhiere. Este suelo se examina, y se repite la operación introduciendo y rotando nuevamente el barreno. Si el pozo que así se ejecuta se cierra por esponjamiento del suelo o resulta desmoronable, debe encamisarse con caños de diámetro interior algo mayor que el diámetro del barreno. La camisa se hincó hasta una cota no inferior al nivel en que se va a iniciar la toma de una muestra y se limpia utilizando el mismo barreno. Se inserta luego el barreno dentro del pozo limpio y se introduce en el suelo situado por debajo de la punta de la camisa para extraer la muestra. En arena, por debajo de la napa freática, no es posible efectuar perforaciones con barreno, pues el material no permanece adherido al mismo.

Las muestras de suelo cohesivo obtenidas con barrenos contienen todos los elementos sólidos que constituyen el material, pero su estructura ha sido completamente destruida y, por debajo del nivel freático, su contenido de humedad suele con frecuencia ser mayor que el que posee el suelo en sitio. Por ello, el uso de barrenos como herramienta de perforación no excluye la necesidad de obtener muestras con cuchara sacamuestras toda vez que la perforación alcanza un estrato nuevo. Solo las muestras obtenidas con cuchara pueden considerarse representativas de las características del suelo inalterado.

Cuando un estrato relativamente firme, como ser una capa de grava, es seguido de uno blando, no es raro que perforando con barreno no se llegue a determinar la cota real de separación entre ambos. En cierto caso, por ejemplo, la presencia de un estrato de arcilla blanda de 2,40 metros de espesor, situado entre dos potentes capas de grava, pasó completamente inadvertida. En otro, la línea de separación entre un estrato de grava y otro de arcilla blanda que le seguía en profundidad fue ubicada tres metros por debajo de su posición real. Los errores de este tipo se producen cuando se hincó la camisa por debajo del nivel a que opera el barreno, pues en ese caso la camisa arrastra los granos de grava y los introduce en la capa de arcilla. Pueden evitarse avanzando siempre más con el barreno que con la camisa, tanto como lo permita el material.

Por medio de equipos mecánicos, las perforaciones a barreno pueden alcanzar también profundidades mayores de 30 m, con diámetros superiores a un metro. Los *barrenos continuos* están constituidos por segmentos que se hacen penetrar por rotación en forma sucesiva uniéndolos a medida

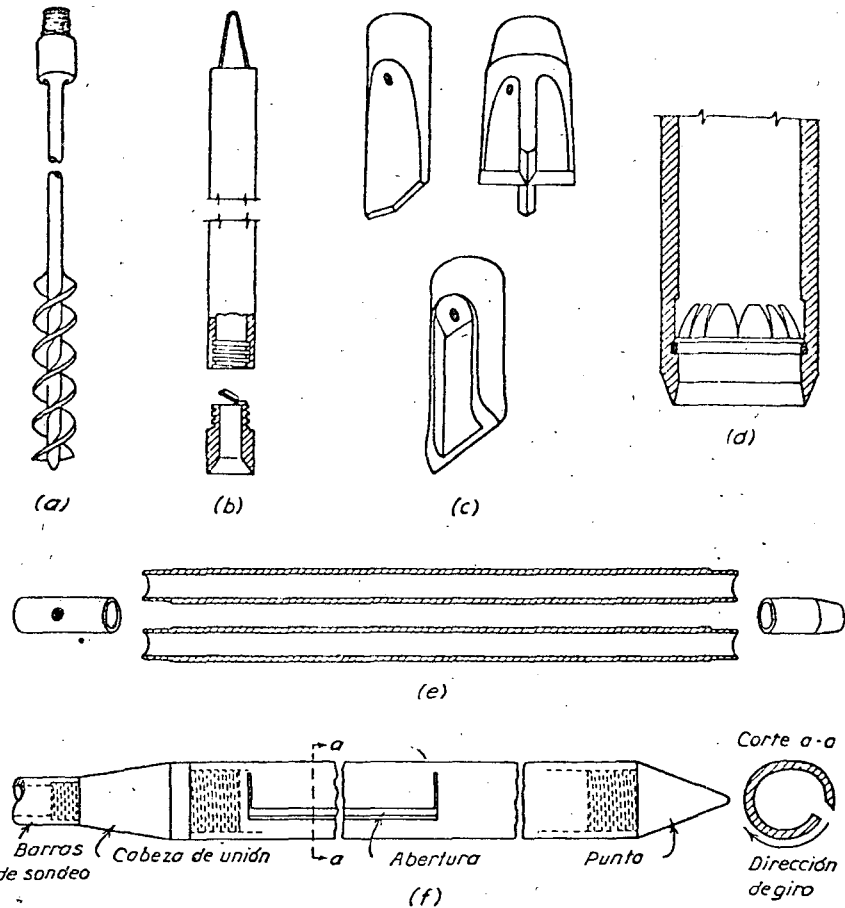


Fig. 44.2. Herramientas de muestreo para perforaciones exploratorias: (a) barreno; (b) sonda; (c) trépanos; (d) diafragma para sostener la muestra; (e) sacamuestras partido; (f) cucharón raspador.

que los segmentos entran en el terreno. El material desmenuzado sube a la superficie a lo largo de las espirales, pero la profundidad de la cual proviene un material dado no puede conocerse con certeza. Por ello, el barreno debe retirarse con frecuencia para permitir un examen del material adherido a su punta o preferentemente permitir un muestreo. El *barreno de barra hueca* (fig. 44.3) es una variante del barreno continuo y permite el muestreo por debajo de su extremo inferior sin que el mismo deba extraerse de la perforación. También elimina la necesidad de un encamisado.

Registros de las perforaciones exploratorias. Cualquiera sea el procedimiento utilizado para efectuar una perforación exploratoria, las notas tomadas en el terreno por el perforador, o por el ingeniero supervisor, deben

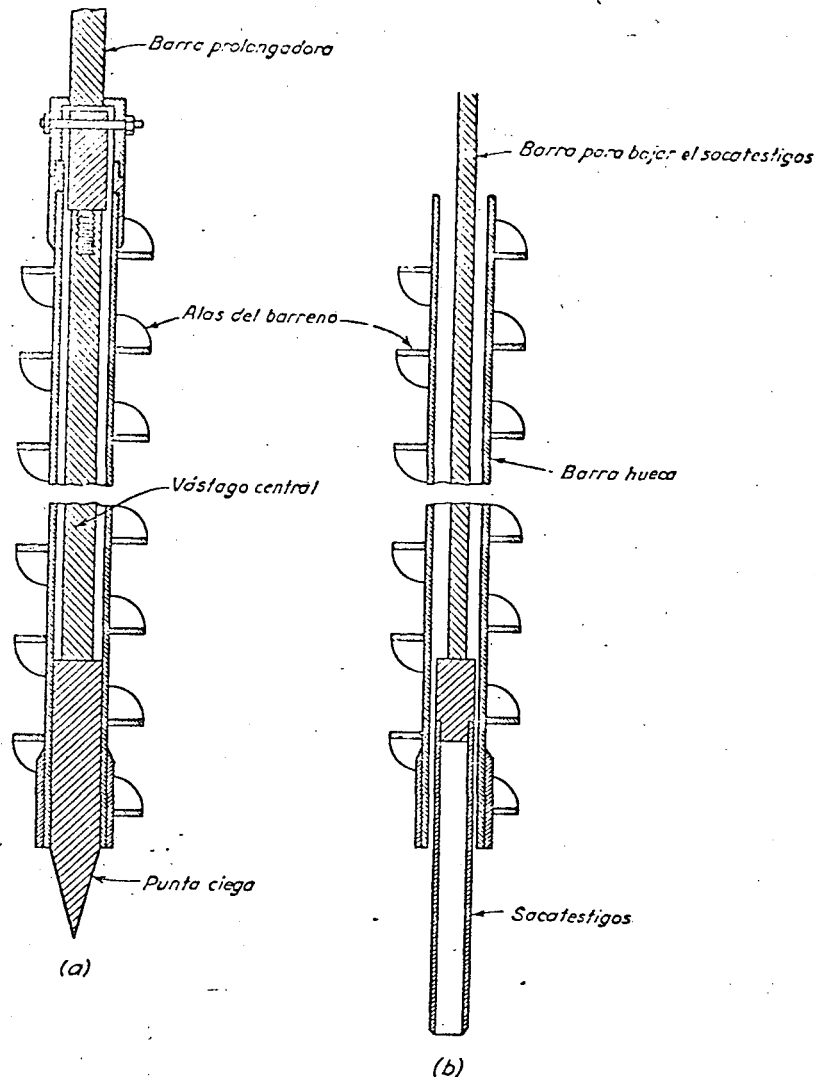


Fig. 44.3. Barreno de barra hueca. (a) Tapado en la punta cuando se avanza; (b) punta ciega retirada para insertar sacatestigos a fin de obtener muestras por debajo de la profundidad de avance.

contener la fecha en que se realizó la perforación, la situación de la misma con respecto a un sistema permanente de coordenadas y la cota del terreno natural referida a un punto fijo permanente. Deben incluir, asimismo, la elevación de la napa freática, las cotas de separación entre los sucesivos estratos de suelos, la clasificación de los mismos efectuada por el perforador y los valores de la resistencia a penetración obtenida por medio del ensayo de penetración normal. Debe, además, anotarse el tipo de herramienta utili-

zada para perforar, y si hubiese sido necesario cambiar de herramienta, indicar a qué profundidad y por qué razones se efectuó el cambio. Las perforaciones incompletas, o que fueron abandonadas, deben describirse con el mismo cuidado que las perforaciones completadas. Las notas tomadas durante las perforaciones deben incluir todos los fenómenos observados que pueden resultar de utilidad, como, por ejemplo, las cotas en que se notó que por infiltración en el pozo se producía una pérdida de agua de inyección.

Si el plano de fundación va a estar situado por debajo de la napa freática, es aconsejable transformar al menos una de las perforaciones en un pozo de observación, para registrar los movimientos de la napa durante la construcción. Cuando se prevé colocar hormigón por debajo de la napa deben tomarse muestras de agua, con un volumen de 3 a 4 litros, de varias de las perforaciones, a fin de someterlas al análisis químico para determinar si el agua contiene elementos nocivos en suficiente cantidad como para atacar al hormigón. Si existe alguna indicación de que el agua contiene gases, el análisis debe hacerse en el lugar, inmediatamente después de tomadas las muestras.

La información contenida en las notas tomadas en el terreno debe reunirse en la forma de perfiles de las perforaciones, en los cuales las cotas de separación entre estratos se dibujan a escala en su posición correcta.

Muestreo

Propósito. Las partículas demenzadas y el producto del retorno de la inyección de las perforaciones exploratorias son inadecuados para proveer una concepción satisfactoria de las características ingenieriles de los suelos encontrados o incluso del espesor y la profundidad de los varios estratos. Es un tipo de evidencia tan limitada que, en la mayoría de los casos, conduce a conclusiones erróneas y ha sido responsable de muchas fallas de fundación.

La identificación adecuada de los materiales del subsuelo requiere que las muestras recuperadas contengan todos los elementos constitutivos del material en sus propias proporciones. Más aún, la evaluación de las propiedades ingenieriles apropiadas, como la resistencia, la compresibilidad o la permeabilidad, puede requerir la realización de ensayos de laboratorio sobre muestras bastante intactas o aun virtualmente inalteradas. El gasto de tiempo y de dinero aumenta rápidamente a medida que las exigencias se hacen más estrictas con respecto al grado de alteración que puede ser tolerado y con el aumento del diámetro de la muestra. Por ello, en obras pequeñas o en los períodos iniciales exploratorios en obras grandes y complejas es usualmente preferible obtener muestras suficientemente intactas, aunque relativamente poco costosas, de perforaciones exploratorias. En base a la información recogida de estas muestras se puede considerar la necesidad de emplear procedimientos de muestreo más elaborados.

Uso del sacamuestras partido en la toma de muestras en perforaciones exploratorias. Para obtener muestras de suelo de las perforaciones exploratorias se utiliza una *cuchara o tubo sacamuestras* que se baja con barras

de sondeo, que pueden o no ser las mismas utilizadas para el barrenado o para la punta de inyección. El sacamuestras es entonces forzado o hincado en el terreno, para ser luego retirado con la muestra en su interior.

Los sacamuestras para perforaciones exploratorias suelen consistir en un trozo de caño reforzado de aproximadamente 1,5 pulgadas de diámetro interior y de 30 a 60 centímetros de largo que ha sido dividido longitudinalmente, en la forma en que lo indica la figura 44.2e, y que por tal motivo se distingue con el nombre de *sacamuestras partido*. Para tomar la muestra, las dos mitades del tubo se mantienen unidas por dos pequeños trozos de caño enroscados a sus extremos; uno de éstos sirve de pieza de unión con las barras de sondeo, y el otro, que ha sido afilado en una de sus puntas, como zapato que facilita la entrada del sacamuestras en el terreno.

Según es práctica usual, el perforador extrae la muestra de la cuchara, la inspecciona y clasifica guardando una porción en un frasco de vidrio con tapa hermética, porción que luego envía al ingeniero para su inspección visual. Como práctica, es preferible que las muestras a guardar en frasco sean suficientemente grandes para que, bien selladas y cuidadosamente identificadas, puedan enviarse a un laboratorio para que se determinen sus propiedades índice. Para los ensayos solo debe usarse un trozo de cada muestra, guardándose el resto en frascos con cierre hermético, a disposición de los contratistas que quieran examinarlas.

Las muestras de arcilla obtenidas con cuchara sacamuestras retienen al menos parte de las características del suelo inalterado, pero tratándose de suelos de alta permeabilidad, las muestras, al penetrar dentro del sacamuestras, sufren una enérgica compactación, independientemente de si el suelo *in situ* se halla en estado suelto o en estado denso. Por ello, dichas muestras no alcanzan a informar al ingeniero sobre la densidad relativa del suelo a pesar de que, como regla general, la determinación de esta propiedad es mucho más importante que las que se relacionan con las características intrínsecas de los granos.

El método más simple para obtener al menos alguna idea sobre el grado de compactación del suelo *in situ* consiste en contar el número de golpes que se requieren para hincar la cuchara sacamuestras 30 centímetros en el terreno con un peso determinado y una altura de caída fija. La figura 44.4 indica las dimensiones de una cuchara que se considera *normal*,

la que se hince con un peso de 65 kg y 75 centímetros de caída°. Para operar con la misma, se limpia primero la perforación por medio de inyección de agua, o con un barrenado, y luego se baja la cuchara enroscada al extremo de las barras de sondeo. Una vez que la cuchara ha llegado al fondo de la perforación, se golpea la cabeza de las barras de sondeo para que el sacamuestras penetre unos 15 centímetros en el suelo. Se inicia entonces el ensayo de penetración, contando el número de golpes necesarios para hacer penetrar la cuchara 30 centímetros más. Este procedimiento se conoce como *ensayo normal de penetración* y, como proporciona una información vital con muy poco esfuerzo extra, no debiera ser omitido jamás.

En arenas no cohesivas o muy poco cohesivas, situadas debajo de la napa freática, es común que el suelo se desprenda del sacamuestras mientras éste se levanta del fondo de la perforación°. El uso de sondas con sapa-

° En algunos países se obtiene la misma energía de hince utilizando un peso de 70 kg que cae de 70 cm de altura. (N. del T.)

° El desprendimiento de los suelos no cohesivos se produce por lavado, el que es favorecido por la filtración a través de la junta longitudinal de la cuchara partida. Se evita utilizando lodo bentonítico y un sacamuestras enterizo provisto de una adecuada válvula de cabeza, como el de la figura agregada a esta nota, por ejemplo. (Véase Moretto, O., 1967): "Minimum requirements for a subsoil investigation for foundation purposes". Symposium on Site Investigation for Foundation, Central Building Research Institute, Roorkee, India. También: "Discussion on field investigations". Proc. 2º Congreso Panam. de Mec. de Suelos y Fundaciones, Vol. II, pág. 533, Brasil, 1963.

El uso de este sacatestigos en sustitución de la cuchara partida, siguiendo la misma técnica aquí descrita para realizar un ensayo normal de penetración, ha sido oficializado como obligatorio por algunas reparticiones públicas de la Argentina. Exige practicar una perforación de tres pulgadas sin otro gasto adicional. (N. del T.)

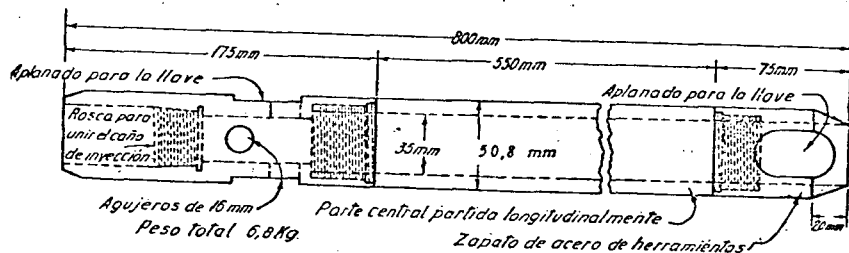
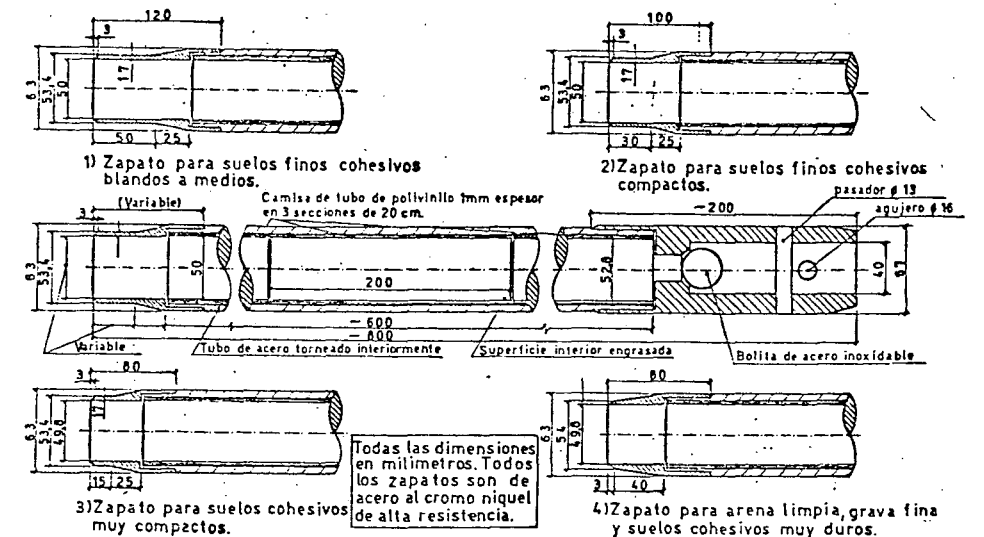


Fig. 44.4. Dimensiones del sacamuestras partido para ensayos de penetración normales. (Cortesía de Raymond Concrete Pile Co.)

Sacamuestras enterizo con zapatos intercambiables.

pas (figura 44.2b) no resulta satisfactorio porque el amasado del suelo que se requiere para llenarlas lava y separa las partículas finas de la arena. Para obtener muestras de arena que contengan todos sus elementos, se necesita experimentar con otros dispositivos, tales como la cuchara sacamuestras que lleva un retén diafragma de acero de elástico que impide la caída de la arena (fig. 44.2c). El retén diafragma se halla unido a las paredes del sacamuestras en su parte inferior y, cuando éste se levanta, los elásticos flexionan hacia el centro. Si ninguna partícula gruesa se les interpone en el camino los elásticos se unen para constituir un fondo en forma de domo que soporta la muestra.

Si el sacamuestras con diafragma no retiene la arena, se pueden obtener muestras razonablemente completas por medio del cucharón rascador indicado en la figura 44.2f, que se utiliza en perforaciones de cuatro pulgadas. El cucharón, cuyo extremo inferior se halla obturado con una punta cónica, tiene un diámetro interno de 2,5 pulgadas y una longitud de 75 centímetros. En la mitad superior del cucharón hay una ranura, uno de cuyos labios se ha doblado hacia afuera y se ha afilado como cuchillo. Para obtener la muestra, se hinca primero todo el cucharón en el terreno y luego se lo hace rotar en el sentido indicado en la figura para que la hoja afilada de la ranura corte el suelo. El material cortado se acumula primero en la parte inferior del cucharón y luego llena la parte superior, obteniéndose una muestra completamente alterada y en parte segregada, pero con muy poca pérdida del material fino.

Si en una perforación exploratoria de 2,5 pulgadas de diámetro se encuentra un estrato de grava, no se pueden obtener muestras del material, y muchas veces resulta hasta imposible atravesar el estrato con la camisa; de modo que la perforación debe abandonarse. En estos casos, la nueva perforación debe tener, como mínimo, un diámetro de 4 pulgadas.

Muestras en tubos de pared delgada. Cuando la obra requiere información fehaciente respecto de la resistencia al corte o a las características tensiones-deformaciones del depósito, el grado de alteración de las muestras debe ser reducido al mínimo compatible con los beneficios que ha de brindar la información. Cualquiera sea el sacatestigos a utilizar, hay cierta magnitud de alteración del suelo que resulta inevitable.

El grado de alteración depende de las dimensiones del sacamuestras y del procedimiento que se ha utilizado para introducirlo en el suelo. La hinca del sacamuestras por medio de golpes sucesivos de un martillo es el procedimiento que origina la mayor alteración, mientras que su introducción rápida y a velocidad constante por medio de un esfuerzo estático produce los mejores resultados. Para muestras de un diámetro dado, introducidas en el terreno por el mismo procedimiento, el grado de alteración depende del índice de áreas:

$$A_r(\%) = 100 \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} \quad (44.1)$$

en la que D_e es diámetro externo, y D_i el diámetro interno del tubo sacamuestras (Hvorslev, 1948). El índice de área del sacamuestras partido usado comúnmente en el ensayo de penetración normal es 112 %, mientras que su valor no debe exceder de un 20 % si la alteración ha de ser minimizada.

Si las perforaciones exploratorias son encamisadas con un caño de un diámetro interno de 2½ pulgadas, el sacatestigos más grande a usar no puede exceder un diámetro externo de 2 pulgadas. Se pueden extraer muestras razonablemente satisfactorias con tubos sacatestigos de 2 pulgadas con un espesor de pared variable entre 1,4 y 1,6 mm y un índice de área de alrededor del 13 %. Los tubos tienen comúnmente una longitud que varía entre 75 y 90 cm. Sus extremos inferiores se biselan formando un borde cortante y sus extremos superiores se adaptan para unirlos a barras de perforación (fig. 44.5).

Para obtener una muestra, se conecta el tubo al extremo de las barras de sondeo y se baja dentro del pozo que, previamente, ha sido limpiado con la inyección o con un barreno, sonda o cuchara. Se hinca luego el sacamuestras en el fondo de la perforación hasta que penetre toda su longitud menos unos 15 centímetros. De preferencia, la entrada del sacamuestras en el terreno debe efectuarse con una fuerza estática y en un movimiento rápido y continuo, utilizando un aparejo de poleas dispuesto en tal forma que la reacción se ejerza sobre la camisa o bien utilizando un gato hidráulico*. Debe evitarse que el sacamuestras se hincó por medio de golpes aplicados con un martillo. Una vez que se ha hincado el sacamuestras, se hacen rotar las barras de sondeo para cortar el extremo inferior de la muestra, y se levanta y retira el sacamuestras. Se limpian ambos extremos de éste con cuidado, sacándole parte del material recuperado, de modo que se puedan insertar discos de metal para proteger las caras extremas de la muestra de suelo, y finalmente sobre los discos metálicos se echa parafina** con el objeto de formar un tapón que evite la evaporación.

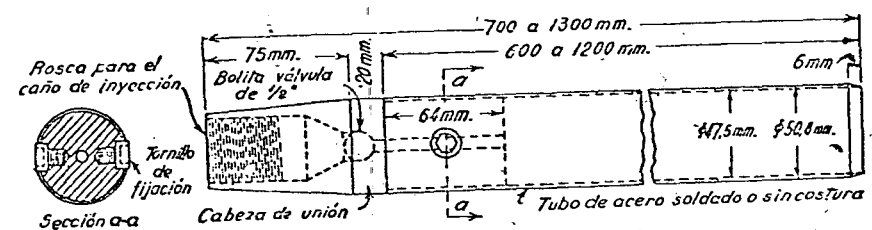


Fig. 44.5. Tubo sacamuestras de dos pulgadas.

* Debe hacerse presente que el procedimiento solo es aplicable a suelos cohesivos compactos, o de consistencia menor, que no contienen concreciones duras. Para suelos más resistentes o con concreciones duras hay que recurrir a un sacatestigos tipo Denison o similar. (N. del T.)

** En lugar de parafina, la práctica más reciente aconseja usar de preferencia cera mineral pues es más impermeable que la parafina y se contrae menos. (N. del T.)

Comúnmente, después de obtener dos muestras, se avanza con la camisa hasta pocos centímetros de la cota alcanzada, y el pozo se limpia con una cuchara o por medio de la inyección de agua, para luego tomar las dos muestras siguientes. Repitiendo este procedimiento, se puede obtener un panorama casi continuo de la constitución del estrato de arcilla.

En el curso de estas operaciones, el pozo debe permanecer lleno de agua y en ningún caso debe hincarse la camisa en la arcilla, por debajo de un nivel dado, antes de que se haya tomado por lo menos una muestra entera por debajo de dicha cota. En caso contrario, la muestra no se compondrá de material relativamente inalterado, sino de suelo que fue forzado dentro de la camisa. Si la arcilla es muy blanda, el agujero dejado por el sacamuestras puede desmoronarse en forma tan rápida que resulte necesario su encamisado antes de tomar la próxima muestra, pero si en cambio el suelo es bastante resistente, resulta posible tomar varias muestras sucesivas antes de que se haga necesario continuar con la hinca del caño camisa.

Cuando en una obra dada se han tomado muestras en tubos de pared delgada, es siempre deseable investigar hasta qué punto la consistencia de la arcilla ha sido afectada por las operaciones de muestreo. Dicha información puede obtenerse solamente llegando a la arcilla por medio de excavaciones a cielo abierto, u otro procedimiento, e hincando en su fondo varios tubos sacamuestras, que se dejan hincados mientras se corta un banco de arcilla que los contenga, del cual se corta a su vez cuidadosamente una gran muestra de material que luego se retira junto con los tubos llenos.

Investigaciones de esta naturaleza se llevaron a cabo con arcillas de distintas consistencias, durante la construcción de los túneles de los subterráneos de Chicago (Peck, 1940). Los resultados de una de estas investigaciones se hallan graficados en la figura 44.6, donde las curvas llenas *a* representan las relaciones entre tensiones y deformaciones obtenidas de ensayos a la compresión simple de las muestras cortadas a mano, y las curvas punteadas *b*, dichas relaciones para las muestras en tubos. La curva *c*, de punto y raya, representa la misma relación para una de las muestras después de ser completamente amasada a contenido de humedad constante. Con los resultados de un gran número de ensayos de este tipo, se llegó a la conclusión de que la resistencia a la compresión simple de las muestras de arcilla, tomadas en tubos de 2 pulgadas, era aproximadamente igual al 75 % de la resistencia de las muestras cortadas a mano, y que un amasado completo reducía esta última resistencia al 30 por ciento de su valor.

Sacatestigos similares con un diámetro de 3 pulgadas también son de uso común. Con tubos sacatestigos de un diámetro mayor, la dificultad en retener las muestras aumenta de modo que el uso de sacatestigos de otro tipo suele resultar más satisfactorio.

Sacatestigos a pistón. Parte de la alteración asociada con el muestreo por medio de tubos, en especial en suelos cohesivos blandos no uniformes, deriva del hecho de que las varias porciones del suelo *in situ* no están repre-

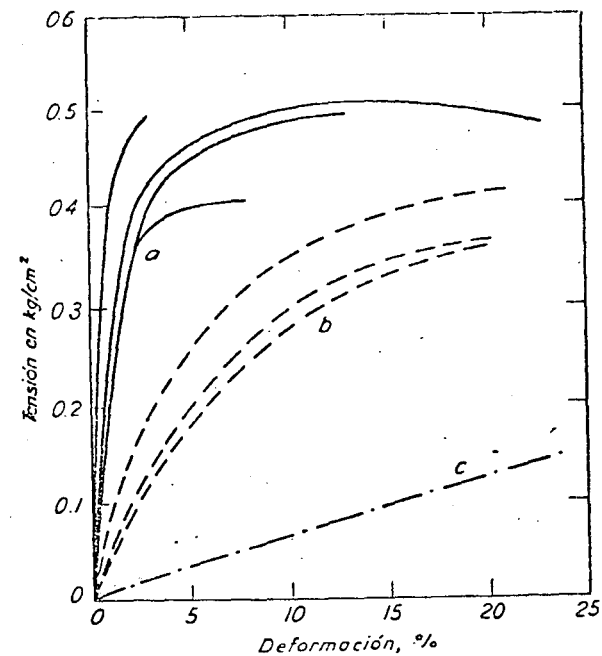


Fig. 44.6. Curvas tensión-deformación obtenidas con ensayos de compresión simple de arcilla de Chicago. (a) Muestras inalteradas cortadas de una banquina en un túnel; (b) muestras en tubo de 2" de la misma arcilla; (c) muestras totalmente amasadas (según Peck, 1940).

sentadas en la muestra en su verdadero espesor. Cuando el sacatestigo vacío comienza a penetrar, la adherencia y la fricción en la parte exterior del tubo, combinadas con la tendencia a la inestabilidad en que se encuentra el suelo en el fondo de la perforación, pueden provocar el ascenso del material dentro del tubo con una velocidad mucho mayor que la de su descenso. Por otra parte, después que el tubo está parcialmente lleno, la adherencia y la fricción entre el tubo y la muestra se opone al ascenso de la misma. Bajo condiciones extremas, la parte inicial de las muestras puede actuar como un tapón capaz de desplazar lateralmente las capas blandas de modo que no entren en el sacatestigo para nada (Hvorslev, 1948).

Estas condiciones pueden mejorarse grandemente proveyendo al tubo sacamuestras de un pistón (fig. 44.7) que cierra su extremo inferior hasta que el mismo ha llegado al nivel de la cara superior de la muestra a ser extraída. El pistón se mantiene entonces a dicho nivel en contacto con el suelo, mientras que el tubo avanza penetrando en el suelo. En la primera etapa de este desplazamiento relativo, la presencia del pistón impide la entrada de una mayor cantidad de muestra de la que corresponde a la penetración del tubo; en la última parte de dicho desplazamiento, el extremo

superior de la muestra no puede separarse del pistón sin crear un vacío, de modo que, en ese instante, la presencia del pistón ayuda a hacer penetrar la muestra dentro del tubo. Después que el tubo sacamuestras ha penetrado, el pistón se fija en su nueva posición con respecto al tubo y ambos elemen-

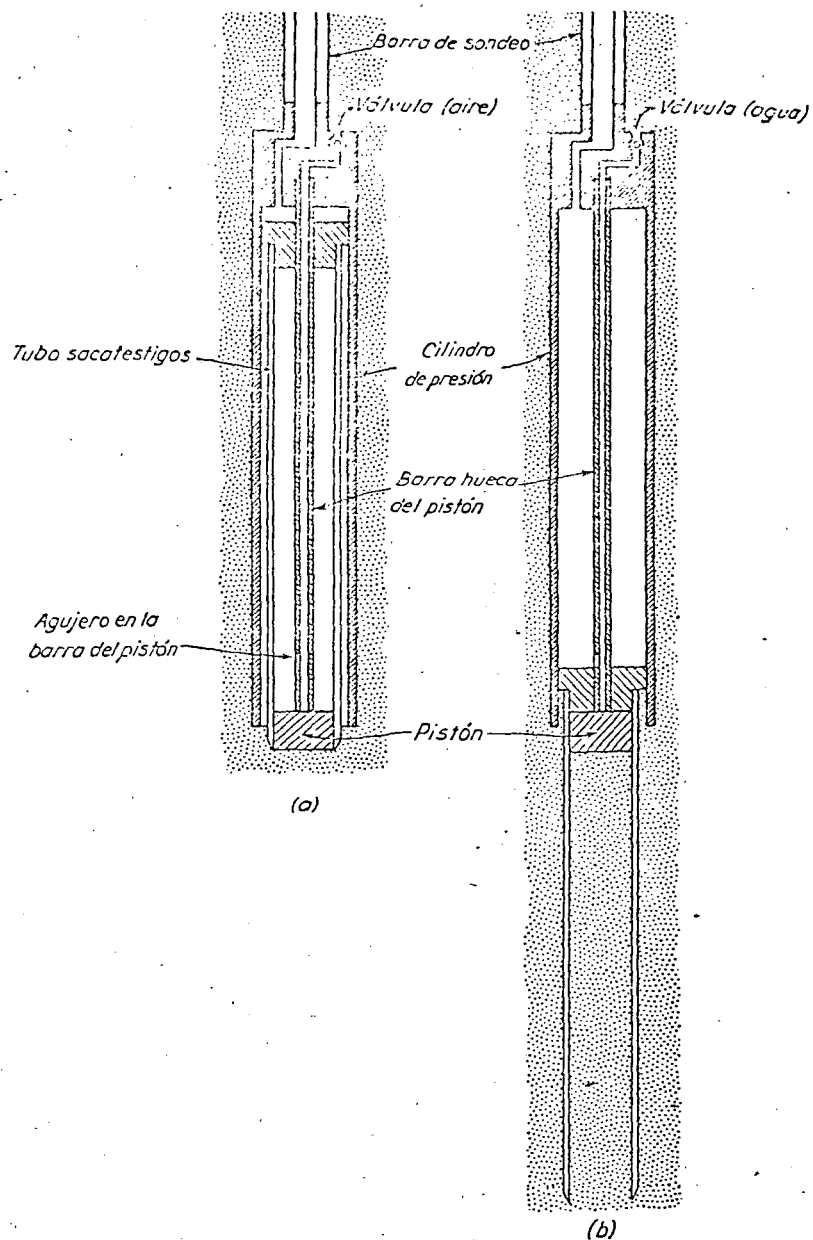


Fig. 44.7. Sacatestigos a pistón operado hidráulicamente. (a) Descendido en el fondo de la perforación con la barra de sonda sujeta en posición fija en la superficie; (b) tubo sacatestigos después de ser forzado en el terreno por la presión hidráulica aplicada a través de la barra de sonda.

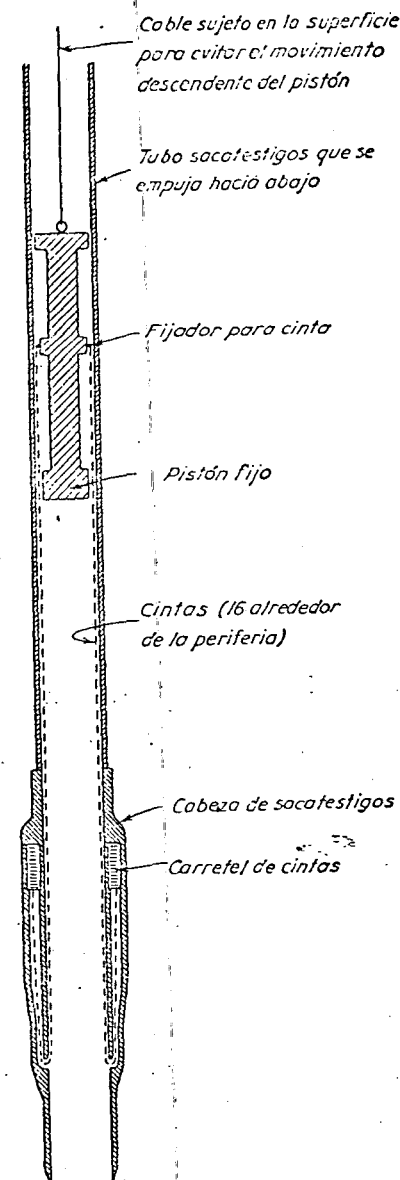


Fig. 44.8. Diagrama que muestra el principio en que se basa el sacatestigo con cintas desenrollables (según Kyellman et al., 1950).

tos se hacen rotar para separar la muestra del suelo subyacente. El pistón y el tubo se retiran luego unidos a la superficie.

Los sacamuestras a pistón con pequeños índices de áreas son capaces de proveer muestras excelentes de suelos cohesivos aun cuando éstos sean muy blandos y sensitivos. La necesidad de disponer para el pistón de una barra que, pasando por dentro de la barra de perforación, llegue a la superficie puede eliminarse por el uso de un mecanismo de operación hidráulica (Osterberg, 1952).

Sacamuestras de lámina enrollada. Aun con los sacamuestras a pistón, la longitud de la muestra que se puede obtener está limitada a unos pocos decímetros y el grado de alteración aumenta con el incremento de la longitud. Sin embargo, eliminando la fricción y adherencia entre la muestra y el tubo, la muestra puede subir libremente dentro del tubo sin alterar el suelo debajo de la cuchilla cortante y obtener de esta manera muestras mucho más largas. Estos objetivos se alcanzan con el *sacatestigos sueco de lámina enrollada* (fig. 44.8), encamisando el interior de un tubo sacamuestras con una serie de delgadas cintas verticales de acero (Kjellman y otros, 1950). Las cintas, enrolladas en la parte inferior del sacatestigos, permanecen en contacto con el suelo después que éste entra dentro del tubo. No se mueven verticalmente respecto del suelo sino que permanecen estacionarias mientras que el tubo sacamuestras se desplaza hacia abajo circundándolas. Los rollos para las cintas están situados en una parte ensanchada del zapato del sacamuestras, que está suficientemente separada de la cuchilla cortante como para mantener un índice de área pequeño. Aun cuando el aparato es complejo, con el mismo se han obtenido muestras continuas virtualmente inalteradas de arcillas y limos blandos extremadamente sensitivos, con longitudes de hasta 20 metros.

Muestreo combinado con perforación. El muestreo por la introducción forzada de tubos delgados no puede practicarse si el suelo es demasiado resistente o compacto como para permitir la penetración sin dañar la cuchilla cortante o hacer pandear el tubo. Aun cuando el tubo pudiese ser introducido por hincas, la alteración producida en la muestra, especialmente en materiales frágiles, podría resultar excesiva. En depósitos que contienen capas sucesivas de consistencia blanda y dura, la posibilidad de un muestreo exitoso por medio de sacamuestras de tubos o a pistón es muy remota. Bajo estas circunstancias, el sacatestigos Pitcher, en el cual las técnicas de muestreo en roca se han adaptado al muestreo por medio de tubos, puede resultar satisfactorio. Los elementos esenciales del sacatestigos se indican en la figura 44.9. Al descender en la perforación, el tubo de pared delgada se suspende del tubo exterior con cuchilla cortante. El fluido de perforación circula hacia abajo a través del tubo interior y desplaza hacia arriba el material desmenuzado. Cuando el tubo interior toca el fondo, éste es empujado hacia arriba respecto del tubo exterior cortante, con lo cual la inyección se desvía al espacio anular entre el tubo interior y el exterior,

para por debajo de la cuchilla y sube por el espacio entre el tubo exterior y las paredes de la perforación. Si el suelo a muestrear es blando, el resorte situado en la cabeza del tubo interior mantiene la cuchilla cortante del mismo muy por debajo de la cuchilla cortante del tubo exterior y el primero entra en el suelo de una manera similar a un sacamuestras ordinario. Si

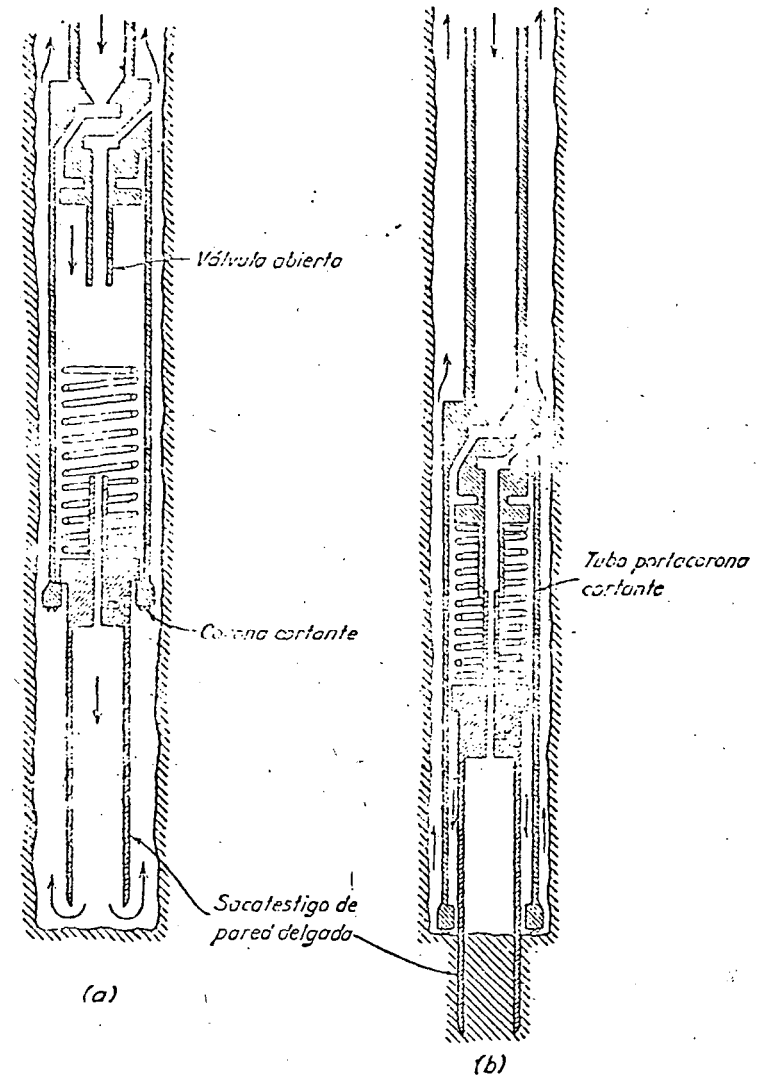


Fig. 44.9. Diagrama esquemático del sacatestigos Pitcher. (a) El tubo sacatestigos está suspendido del tubo portacorona mientras baja en la perforación; (b) el tubo sacatestigos se fuerza en el suelo blando en avance de la corona por medio de un resorte.

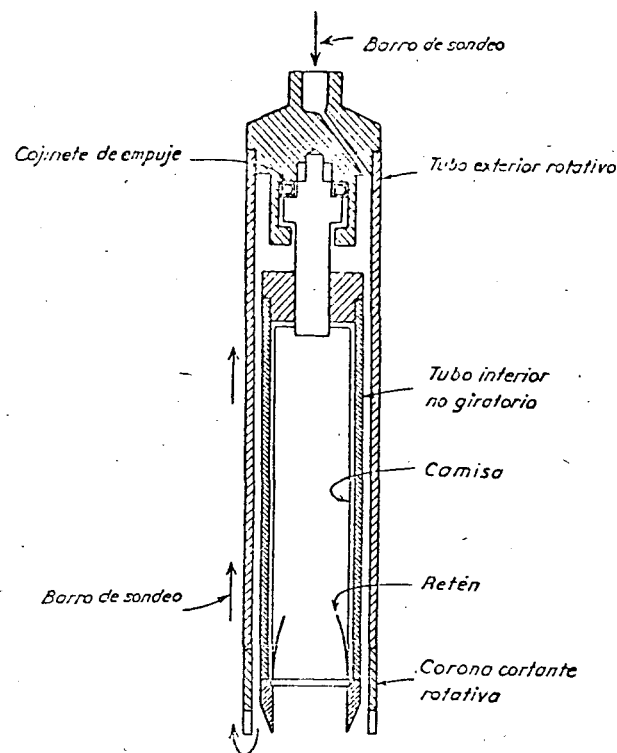


Fig. 44.10. Diagrama esquemático que muestra las características principales del sacatestigos Denison.

en cambio el suelo es duro, el resorte se comprime hasta que la cuchilla cortante del tubo interior se sitúa por encima del nivel del fondo de la cuchilla cortante del tubo exterior. A medida que el tubo exterior gira, corta un aro que deja un cilindro de suelo sobre el cual se desliza el tubo sacamuestras y protege la muestra contra una mayor erosión por la inyección. De esta manera el sacatestigos se adapta a la consistencia del suelo.

Otra adaptación de las técnicas de muestreo en roca, basada en la idea de hacer penetrar la muestra dentro de un tubo interior mientras es cortada por otro exterior, ha sido utilizada extensamente en EE.UU. por el Army Engineers y el Bureau of Reclamation. Se trata de una herramienta de muestreo conocida como *sacatestigos Denison* (Johnson, 1940). Para su utilización se inyecta barro de perforación en suspensión a través de las barras de sondeo. El tubo sacamuestras está situado dentro de otro de mayor diámetro (fig. 44.10) provisto con dientes cortantes en la parte inferior. A medida que se perfora, el tubo exterior rota. El barro de perforación fluye hacia abajo a través del espacio anular entre los dos tubos y escapa por las aberturas que dejan los dientes cortantes subiendo hacia la superficie por el espacio que queda entre el tubo exterior y las paredes de la perforación. El sacatestigos tiene una longitud de 60 cm y un diá-

metro interior de 6". Contiene una camisa cilíndrica delgada dentro de la cual se aloja la muestra, que puede ser retirada del sacatestigos, y está equipado con un retén a resorte similar al mostrado en la fig. 44.2d. Mientras se perfora, el sacatestigos se empuja en el terreno por medio de gatos que ejercen una presión de entre una y dos toneladas. Los gatos se reaccionan contra el equipo de perforación.

Por medio del sacatestigos Denison se han podido muestrear satisfactoriamente suelos cohesivos resistentes incluyendo algunos esquistos blandos. En muchas ocasiones se han extraído, con pequeña alteración, hasta arenas y limos ligeramente cohesivos. No obstante, en arena limpia debajo de agua, el sacatestigos suele subir a la superficie vacío. Con frecuencia, los estratos de grava dificultan las operaciones de perforación al extremo de exigir su abandono.

Muestras de arcilla talladas a mano. En obras que requieren la ejecución de pozos, excavaciones a cielo abierto o túneles en arcilla, se puede dar la oportunidad de obtener muestras inalteradas sin necesidad de practicar perforaciones. En otros casos un pozo o una excavación exploratoria puede resultar preferible a una perforación. Las muestras que se obtienen de tales excavaciones son, al menos potencialmente, menos alteradas que las que se recuperan por cualquier otro procedimiento.

Para extraer de una excavación a cielo abierto o de un túnel una muestra inalterada de gran diámetro, se corta cuidadosamente la arcilla alrededor de la muestra que se piensa obtener formando un bloque algo más grande que la muestra dispuesto en forma de pedestal. La arcilla blanda se corta comúnmente con la ayuda de un alambre de cuerda de piano estirado en un marco de sierra, o bien con un lazo formado con un fleje delgado de acero duro. En materiales más resistentes puede resultar más adecuado el uso de un cuchillo o de una espátula.

El envase para la muestra está formado por un envase metálico cilíndrico o un trozo de caño liso de pared delgada sin rebordes de ninguna naturaleza. Una vez formado un pedestal que tenga una sección transversal y una altura un poco mayor que el tamaño final de la muestra, se coloca sobre el mismo en posición invertida, y sin tapas, el envase que contendrá el suelo. Se corta entonces cuidadosamente, de a pocos centímetros por vez, el pedestal hasta que tome el diámetro del envase, el que a continuación se empuja hacia abajo. Se prosigue en esta forma hasta que el envase haya sido completamente colmado, en cuyo momento el pedestal se corta por su pie por medio de un alambre de cuerda de piano. Se enrasa la muestra con los bordes de su envase y, si han quedado huecos entre la misma y el envase, éstos se llenan echando parafina derretida en la periferia de la muestra. Finalmente, se colocan tapas metálicas y se sella el envase.

Muestreo en arena. Debe hacerse una distinción entre muestreo en arena por encima y por debajo del nivel freático. Por encima del nivel

* Para ejercer esta presión vertical se utiliza con frecuencia también el propio aparato de empuje de la perforadora rotativa. (N. del T.)

freático la humedad del suelo imparte a la arena un vestigio de cohesión (artículo 20). Para propósitos de identificación se pueden obtener muestras de arena ligeramente cohesivas por medio de cucharas sacamuestras provistas de retenes (fig. 44.2d). Muestras mucho menos alteradas son recuperables por medio de sacamuestras a pistón de pared delgada. Tales muestras son adecuadas para el estudio de la distribución granulométrica y la estratificación. No obstante, en la mayoría de las arenas no saturadas las operaciones de muestreo suelen causar un cambio de volumen del material que entra en el sacamuestras. Por ello, si la naturaleza del trabajo requiere información relativa a las relaciones de vacíos naturales de arena, deben utilizarse procedimientos especiales. En muchos casos, el procedimiento más satisfactorio es tallar muestras de un pozo excavado para ese propósito.

Antes de tomar una muestra de un pozo a cielo abierto, se corta un pedestal en el fondo de la excavación. Se nivela luego cuidadosamente la superficie superior del pedestal de arena, y sobre el mismo se coloca un cilindro metálico de pared delgada con su eje vertical. El cilindro tiene comúnmente un diámetro de 10 a 12 cm y una altura de 10 cm y está constituido de hojalata. Se fuerza suavemente el cilindro en la arena hasta que se halle completamente enterrado, y luego se elimina la arena que lo rodea por fuera. Se coloca en la parte superior una tapa metálica consistente en una chapa circular que encaje justamente en el envase cilíndrico; cuando la superficie de la muestra no enrasa justo con el borde superior del envase, se rellena primero el espacio con parafina y luego se coloca la tapa. Con una pala se corta la muestra varios centímetros por debajo del cilindro, y se invierte. Se elimina el exceso de arena, de modo que pueda también sellarse con una tapa metálica la superficie que ahora se halla en la parte superior.

Las arenas situadas debajo del nivel freático no pueden, ordinariamente, ser retenidas en ninguno de los tipos de sacatestigos de uso común*. Más aún, su relación de vacíos suele ser marcadamente alterada a menos que el índice del área del sacamuestras sea pequeño. A veces se pueden obtener muestras satisfactorias por medio de sacamuestras a pistón, en especial si el suelo contiene ocasionalmente zonas cohesivas que taponan el fondo del tubo y ayudan a retener la arena. En la mayoría de los casos, sin embargo, se deben usar procedimientos más elaborados**.

* La experiencia reciente ha indicado que trabajando con una inyección de lechada de bentonita u otro barro de perforación y un sacamuestras enterizo con un diámetro interior del orden de las 2 pulgadas, provisto de una válvula en la parte superior que evite el lavado de la muestra cuando es retirada de la perforación, la retención se mejora notablemente y las pérdidas se tornan insignificantes (véase *N. del T.* pág. 300) (*N. del T.*).

** Hay otros impedimentos prácticos importantes que derivan de la dificultad que a veces se presenta para hacer penetrar el tubo sacamuestras por presión estática sin doblar su extremo inferior, o bien de la imposibilidad de hacerlo entrar por falta de fuerza suficiente de empuje cuando la arena es gruesa y/o relativamente densa. En esos casos hay que hacer instalaciones especiales, como anclar la máquina al suelo para aumentar la reacción que provee su peso. La delicadeza de su dispositivo no permite usar los golpes de una masa para hincar un sacamuestras a pistón. Por otro lado, como la hincada altera la relación de vacíos de la arena, no se justifica en ese caso usar un sacamuestras tan refinado. (*N. del T.*)

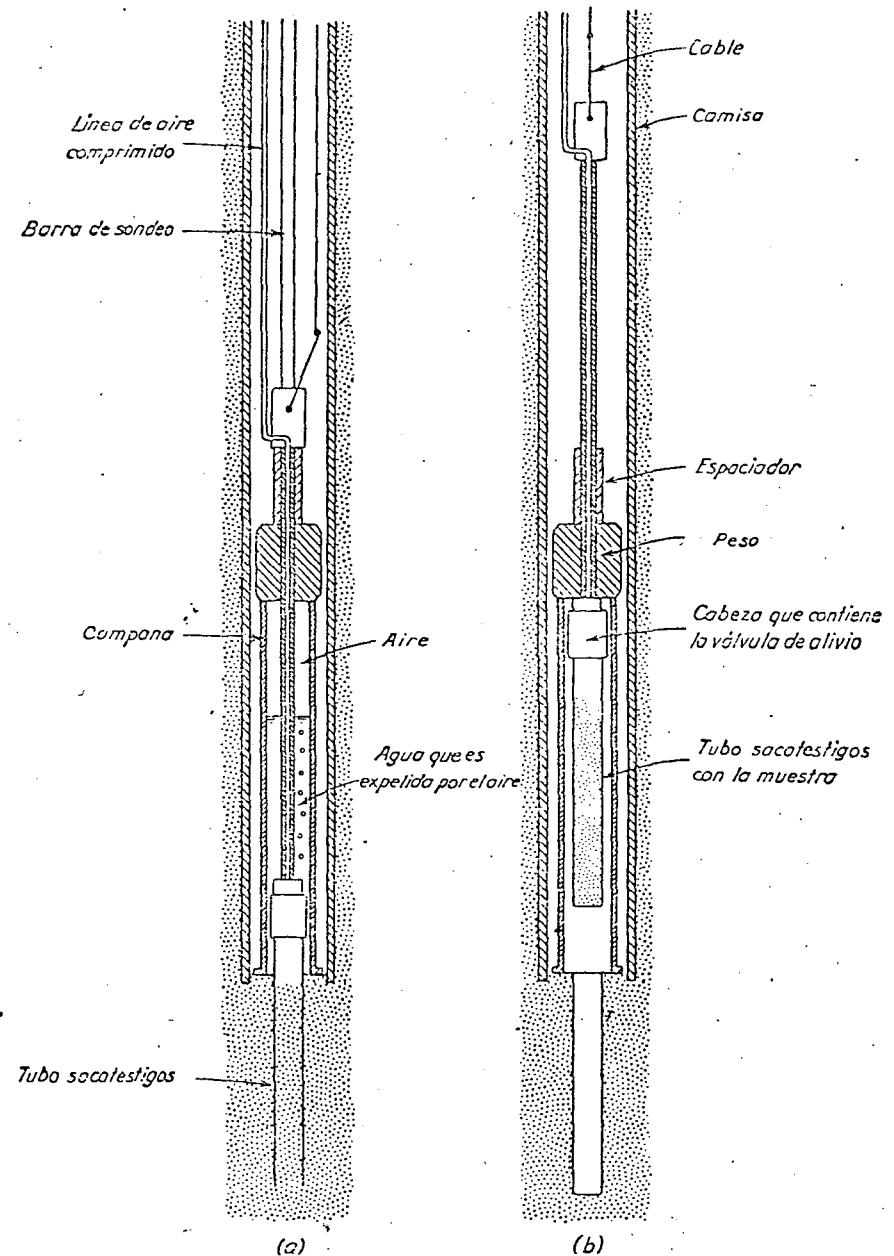


Fig. 44.11. Principio del sacatestigo Bishop para arena bajo agua. (a) Sacatestigos que se fuerza dentro de la arena a través de las barras de sondeo y desplazamiento del agua por aire dentro de la campana; (b) sacatestigos levantado por cable dentro de la campana llena de aire (según Bishop, 1948).

Debido a la fricción lateral, una muestra de arena saturada se puede mantener en un tubo siempre que se desarrolle una pequeña tensión capilar en el agua de los poros del extremo inferior del tubo. La tensión no puede, naturalmente, existir si el fondo del tubo está sumergido. En el sacates-tigos Bishop (Bishop, 1948) un tubo de pared delgada se aloja en una cámara similar a una campana de buzó en el fondo de la perforación. Después que el tubo se ha introducido en la arena, se expelle el agua de la campana por medio de aire comprimido (fig. 44.11) para formar una cámara llena de aire justo encima del tubo, el que, sellado en la parte superior por una válvula libre de pérdida, se levanta en la cámara muy rápidamente para que la arena no pueda escapar. Tan pronto como la base inferior de la muestra entra en la cámara llena de aire, se crean fuerzas capilares que ayudan a retenerla mientras el tubo y la cámara se elevan conjuntamente en la perforación.

Como una alternativa, puede deprimirse el nivel freático por debajo de la base del estrato de arena para excavar un pozo en el material drenado. Si el pozo se desagua por bombeo desde un sumidero, el agua que fluye hacia el sumidero tiende a aflojar la estructura de la arena o, si la arena ya está suelta, el pozo puede ser invadido por una mezcla de arena y agua. Por estas razones, se aseguran resultados satisfactorios, solamente si el nivel freático se baja por bombeo desde *well points* (artículo 21). El nivel freático debe mantenerse varios decímetros por debajo del fondo del pozo.

Finalmente, una arena no coherente saturada situada debajo del fondo de una perforación puede transformarse en un material cohesivo y, por tanto, muestreable con métodos apropiados para la arcilla. La transformación se ha obtenido por la inyección de emulsión asfáltica que se elimina con un solvente después que la muestra ha sido recuperada (Bruggen, 1936), o bien congelando un tapón en la parte inferior del tubo sacamuestras (Fahlquist, 1941). Estos procedimientos son onerosos y requieren un equipo elaborado. Afortunadamente recurriendo a medios indirectos, como ensayos de penetración o ensayos de bombeo, en la mayoría de los problemas de la práctica se puede obtener información suficientemente buena respecto a las propiedades de la arena situada debajo del nivel freático.

Auscultaciones

Propósito de las auscultaciones. Las auscultaciones se utilizan para explorar capas de suelo con una estructura errática. Se usan además para comprobar si el subsuelo contiene o no lentes de material excesivamente blando, situados en el espacio entre perforaciones, y también para obtener alguna información sobre la densidad relativa de suelos poco o nada cohesivos.

La experiencia ha demostrado que los perfiles de suelo erráticos son mucho más comunes que los regulares. Los resultados obtenidos de perforaciones realizadas en suelos con una estructura errática dejan un margen demasiado grande a la interpretación libre, a menos que la distancia entre perforaciones sea muy pequeña, en cuyo caso el costo de las mismas suele

ser prohibitivo, salvo que el área que se esté investigando sea también muy pequeña. Pero por fortuna los cambios importantes en las características del subsuelo van comúnmente asociados con un cambio en la resistencia que el suelo ofrece a la penetración de un pilote, o de un caño obturado con una punta en su extremo inferior, de modo que el margen mencionado puede cerrarse auscultando el suelo con estos dispositivos.

El efecto que la densidad relativa de la arena ejerce sobre la resistencia a penetración es un hecho bien conocido por todo ingeniero experimentado en la hincada de pilotes. Si la arena es muy densa, el pilote no puede ser hincado a una profundidad mayor de 3 a 5 metros; la hincada es muy difícil, y el número de golpes para una penetración dada aumenta rápidamente con la profundidad. Por el contrario, si la arena es muy suelta, es fácil hincar pilotes cilíndricos hasta cualquier profundidad, ya que el aumento de resistencia con la profundidad es muy pequeño.

La variación de la resistencia a la penetración que ofrece el subsuelo a lo largo de líneas verticales puede determinarse rápidamente, y con un gasto moderado, por medio de ensayos conocidos como *auscultaciones*. Los ensayos se realizan utilizando un dispositivo llamado el *penetrómetro*. Uno de los procedimientos más usados para medir la resistencia a penetración es el ensayo normal de penetración, en el cual el penetrómetro es la cuchara partida misma. En los artículos 45 y siguientes se trata de la aplicación de los resultados de los ensayos normales de penetración.

Mientras que el ensayo normal de penetración provee solo un valor de la resistencia cada metro o cada metro y medio de profundidad, o bajo condiciones especiales un valor cada 50 a cada 75 cm, muchos otros tipos de auscultaciones del subsuelo proveen registros de penetración continuos o casi continuos.

Métodos improvisados de auscultación. Por varias generaciones, los ingenieros han hecho crudos intentos para conocer la consistencia del subsuelo hincando varillas, caños o rieles de ferrocarril en el terreno y registrando la penetración producida bajo cada golpe de martillo. Si el método es inteligentemente utilizado en combinación con, por lo menos, unas pocas perforaciones exploratorias, puede ser muy útil a pesar de su simplicidad. El siguiente incidente es un ejemplo.

Las perforaciones preliminares de una fundación sobre pilotes mostraron un depósito errático, formado principalmente de arena suelta a media con algunos pocos bolsones de limo o arcilla blanda. Durante la construcción de la fundación se notó que la profundidad a la cual se encontraba el rechazo variaba entre límites sorprendentemente extensos. Se temía que los pilotes más cortos hubiesen encontrado rechazo en depósitos resistentes situados encima de bolsones de limo blando o de arcilla. Para determinar sin mayor pérdida de tiempo si este temor estaba o no justificado, se utilizó el método de la auscultación. El único equipo disponible con facilidad era una provisión de rieles de acero de 43 kg por metro y un martillo de caída libre de 1100 kg. El procedimiento adoptado consistió en hincar los rieles, dejando caer el martillo desde 75 centímetros de altura, y anotar el número de golpes para cada 30 centímetros de penetración. Las auscul-

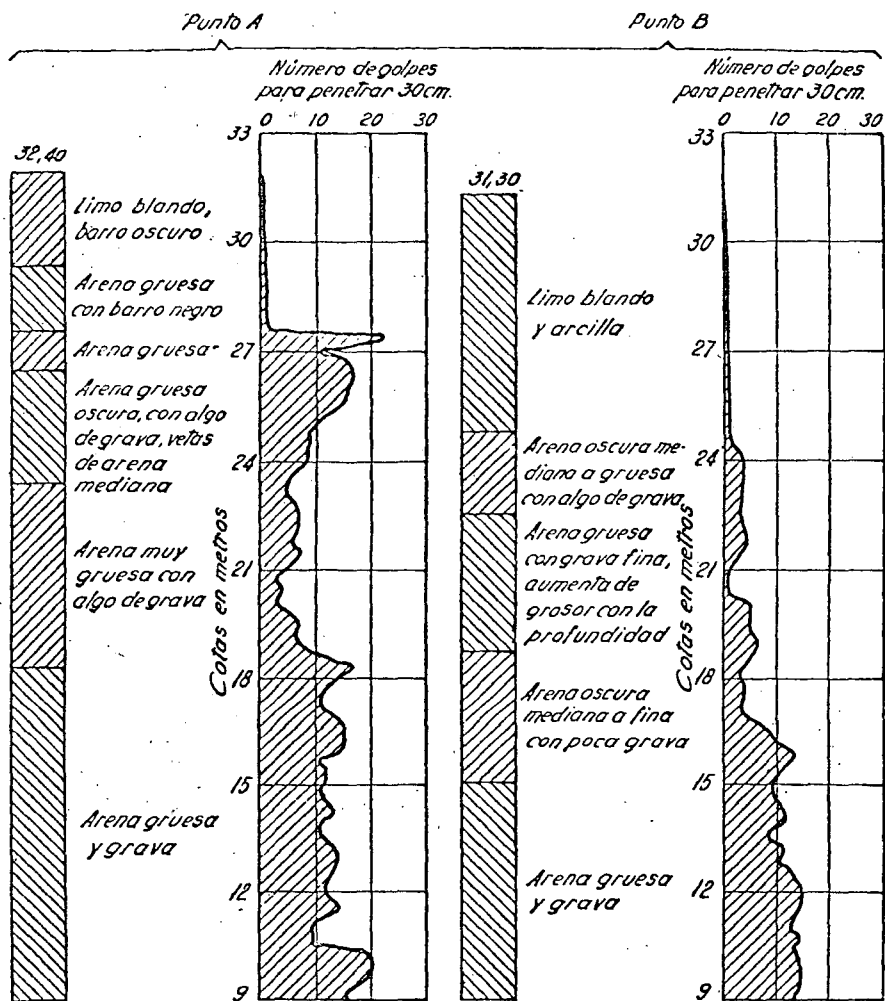


Fig. 44.12. Resistencia a penetración obtenida hincando rieles en un subsuelo constituido por una capa de limo y arcilla blanda, seguida por material grueso de aluvión glacial, en Port Alberni, Vancouver, British Columbia. Los puntos A y B estaban distanciados 13 metros.

taciones revelaron variaciones extremadamente erráticas en la resistencia del suelo contra la penetración de los rieles, variaciones que para dos auscultaciones distanciadas 13 metros se hallan indicadas en la figura 44.12. Con estas auscultaciones fue posible determinar a corto plazo los límites de todos los bolsones excepcionalmente blandos del subsuelo. Una vez obtenida esta información, se ejecutaron unas pocas perforaciones exploratorias, en correspondencia con los bolsones blandos, las que mostraron que la mayoría de los mismos contenían arena limpia bien graduada pero muy suelta, en lugar

del limo o de la arcilla compresible temidos. La variación en la longitud de los pilotes se debía solo a las variaciones muy grandes y erráticas de la densidad de la arena.

Para que pueda obtenerse la máxima ventaja del método de la auscultación es necesario adaptar su técnica a las condiciones del subsuelo. Por esta causa se han desarrollado un gran número de procedimientos distintos, los que pueden dividirse en dos grandes grupos: métodos estáticos y métodos dinámicos. En los métodos estáticos, la barra de penetración se empuja en el terreno por medio de una presión estática. Los métodos dinámicos consisten en la hincada de una barra con el impacto producido por un martillo de caída libre.

Métodos de auscultación estática. Las herramientas de auscultación estática en uso fueron desarrolladas alrededor de 1917 por los Ferrocarriles Suecos (Fellenius et. al., 1922), alrededor de 1927 por los Ferrocarriles Daneses (Godskesen, 1936) y alrededor de 1935 por el Departamento de Obras Públicas de Holanda (Barentsen, 1936). De éstos, el último, conocido como el *aparato del cono holandés*, ha encontrado una amplia aplicación. En su forma primitiva consiste en un cono de 60° con un diámetro de ~ 36 mm (superficie de la base del cono 10 cm²) (fig. 44.13a) roscado a la parte inferior de un vástago de 16 mm, rodeado por un caño de gas de 19 mm (fig. 44.14a). El cono se empuja 50 cm en el terreno a una velocidad de 1 centímetro por segundo por uno o dos hombres que aplican parte de su peso a una barra transversal unida al extremo superior del vástago

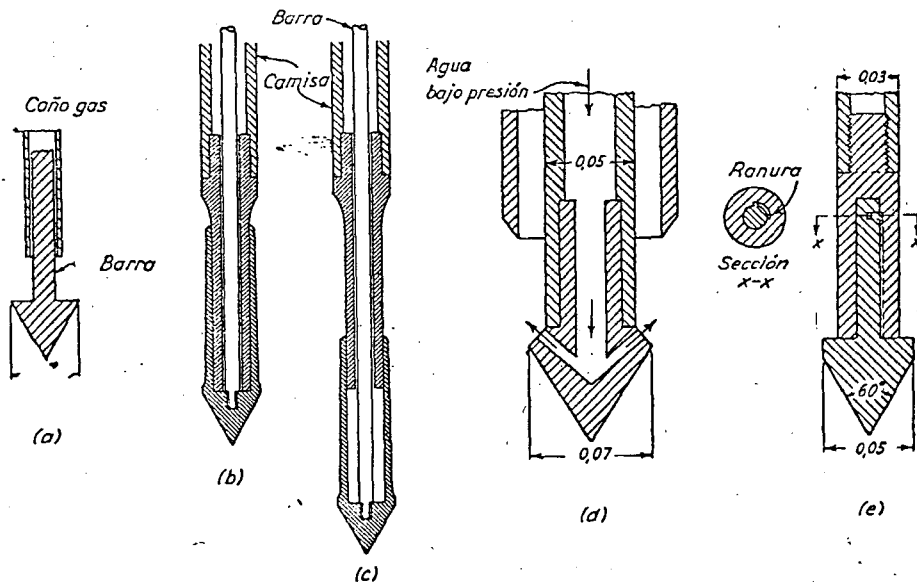


Fig. 44.13. Penetrómetros. (a) Cono holandés original; (b) y (c) cono holandés mejorado con la punta retraída a medida que avanza la camisa y la punta extendida después de haber medido la resistencia; (d) penetrómetro a inyección; (e) punta cónica para hincada dinámica.

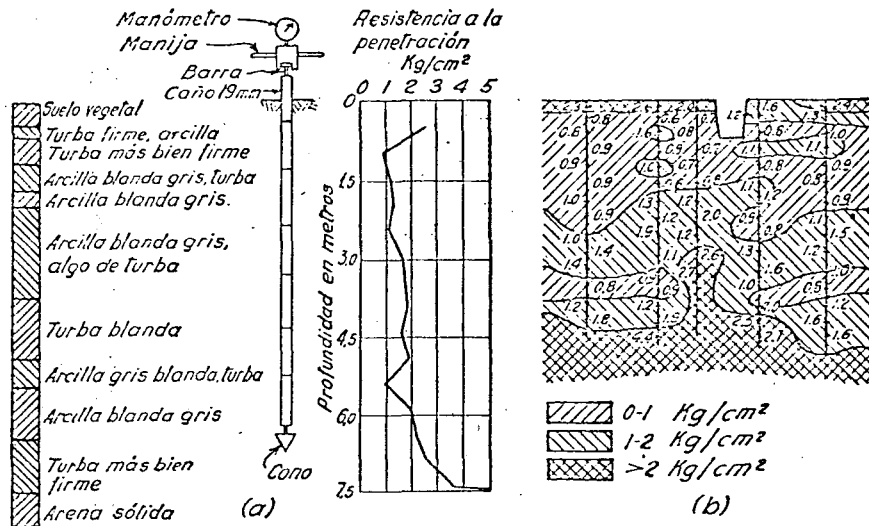


Fig. 44.14. (a) Penetrómetro holandés. El gráfico muestra los resultados que se obtienen en una auscultación; (b) perfil del suelo a lo largo de un camino, donde se muestra la variación en resistencia a la penetración. (Según P. Barentsen, 1936).

del cono. La presión ejercida se registra en un manómetro conectado a un cilindro hidráulico situado debajo de la barra transversal. Después de cada desplazamiento vertical, se empuja el caño hacia abajo también 50 cm y el recorrido anterior se repite. La presión ejercida en el vástago durante cada recorrido se dibuja en función de la profundidad. El registro de las penetraciones individuales provee datos para construir perfiles de consistencia del terreno (fig. 44.14b).

El aparato holandés original se usa todavía para efectuar rápidos levantamientos de depósitos erráticos de arcillas, limos y turbas blandas. Se puede realizar una auscultación de 10 m en unos 15 minutos. El equipo ha sido mejorado y mecanizado permitiendo efectuar ahora una rápida exploración de depósitos blandos hasta profundidades que alcanzan 30 m e investigar la densidad relativa de las arenas. Se usa extensamente, en especial en Holanda y Bélgica, para estimar la longitud y la capacidad de carga de pilotes hincados a través de suelos compresibles que penetran en la arena. Con los aparatos del cono holandés actualmente en uso (Sanglerat, 1965) no solo se determina la resistencia a la penetración de la punta sino también la fricción desarrollada en el caño camisa.

En arenas, la resistencia a la penetración determinada con el cono holandés parece ser casi exclusivamente una función de la densidad relativa o del ángulo de fricción interna. La profundidad de penetración por debajo de la superficie tiene una influencia pequeña y usualmente despreciable. Para eliminar totalmente la influencia de la profundidad y permitir además la investigación de depósitos demasiados densos como para ser penetrados

por el cono holandés, en 1928 se desarrolló, para ser empleado en los trabajos del subterráneo de Nueva York, un método que utilizaba una punta con inyección de agua. El subsuelo estaba formado de arena limpia, mediana y gruesa. El penetrómetro estaba constituido por una punta cónica (fig. 44.13d), con un diámetro de 7 cm, unida al extremo inferior de un caño de inyección reforzado de un diámetro externo de 2 pulgadas. El caño, con la punta cónica en su extremo, se introduce dentro de una camisa con un diámetro interno de 3 pulgadas (fig. 44.15a). El cono se hunde en el terreno en una profundidad de 25 cm por medio de un gato hidráulico que actúa en el extremo superior del caño. Se inyecta luego el agua, la que, al salir por el cono a través de agujeros dirigidos hacia arriba transforma en un semilíquido un volumen cónico de suelo situado por encima de la punta (figura 44.15b). Parte del suelo es arrastrada por el agua a lo largo del espacio que queda entre el caño de inyección y la camisa. Mientras se hace circular el agua, un esfuerzo pequeño es suficiente para bajar el caño camisa en una longitud igual a la que previamente había descendido la punta. Se interrumpe entonces la inyección y la punta cónica es nuevamente forzada en el terreno por otros 25 centímetros. La presión ejercida por el gato, durante cada descenso de la punta, se lee en un manómetro unido a la bomba de aceite y se dibuja

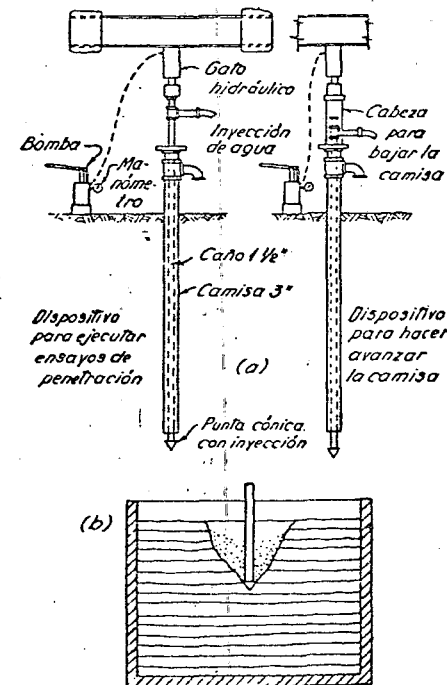


Fig. 44.15. (a) Aparato de penetración para investigar la densidad relativa de la arena; (b) croquis, obtenido de una fotografía, que muestra el penetrómetro a inyección al iniciar un ensayo de penetración. En el espacio cónico situado encima de la punta, la estructura de la arena fue destruida por la inyección.

en un diagrama en función de la profundidad. Con este procedimiento se efectuaron, en el trabajo mencionado de Nueva York, un gran número de auscultaciones en un tiempo muy corto. Los resultados de dichas observaciones se calibraron con los resultados de ensayos de carga en platos de 30 X 30 centímetros, ejecutados en el fondo de una excavación a cielo abierto.

Los ensayos se efectuaron a distintas profundidades, a medida que se realizaba la excavación. Los resultados de los ensayos de calibración se hallan indicados en la figura 44.16. Tanto durante la ejecución de los ensayos de penetración como de los ensayos de carga se utilizaron las fundaciones de edificios existentes para proveer reacción a los gatos hidráulicos (Terzaghi, 1930).

Métodos dinámicos. Los métodos dinámicos de auscultación del terreno consisten en la hincada de una barra con una punta, por medio de un martillo de caída libre para medir el número de golpes por cada 30 centímetros de penetración. Además del ensayo normal de penetración, se han desarrollado otros ensayos más o menos normalizados. En la mayoría de ellos, la punta que se hincada es un cono de acero retractable o expandible. La gran variedad de procedimientos en uso indica que ningún método de auscultación es igualmente adaptable a todas las condiciones del subsuelo que pueden encontrarse en el terreno. Para un lugar dado debe ajustarse también el método al tipo de información que se necesita en la obra. Toda vez que se usa un método nuevo se requiere cierta cantidad de experimentación para adaptar el procedimiento a las condiciones locales del suelo.

Los depósitos de estructura errática más comunes son los depósitos fluviales y costeros, formados de lentes de limo o de arcilla embebidos en arena o en arena y grava con densidad relativa variable. Se puede obtener una información general sobre la estructura de tales depósitos hincando un caño de acero extrarreforzado de 2 pulgadas, provisto de una punta cónica (fig. 44.13e). El caño se compone de secciones de 1,50 metros de largo con juntas a tope, secciones que pesan 5 kg cada una. La punta cónica se continúa con un vástago corto que encaja en un agujero de media pulgada practicado en otro vástago que se atornilla al extremo inferior del caño. Éste se hincada en el terreno por medio de un peso de 75 kg, que cae de 75 centímetros de altura, y se anota el número de golpes necesarios por cada 30 centímetros de penetración. Después de haber hincado el caño a rechazo, éste se recupera mientras que la punta se pierde quedando en el terreno.

Utilizando un penetrómetro tan simple se pueden efectuar varias auscultaciones por día, hasta una profundidad de 20 a 25 metros. Puede obtenerse un rendimiento mayor utilizando un martinete mecánico equipado con un dispositivo para registrar automáticamente la penetración por cada golpe. Como el diámetro del cono es mayor que el del caño, la fricción lateral es pequeña comparada con la resistencia de punta. A medida que la profundidad de la punta aumenta, el peso del caño también aumenta. Por ello la relación entre la densidad relativa y la resistencia a penetración es en cierta medida dependiente de la profundidad.

Ensayo de corte in situ

En muchos problemas prácticos es necesario determinar la resistencia al corte no drenada y la sensibilidad de depósitos de arcilla blanda. Teniendo en cuenta que tanto la resistencia como la sensibilidad de tal material pueden ser radicalmente alteradas por el proceso de perforación, muestreo

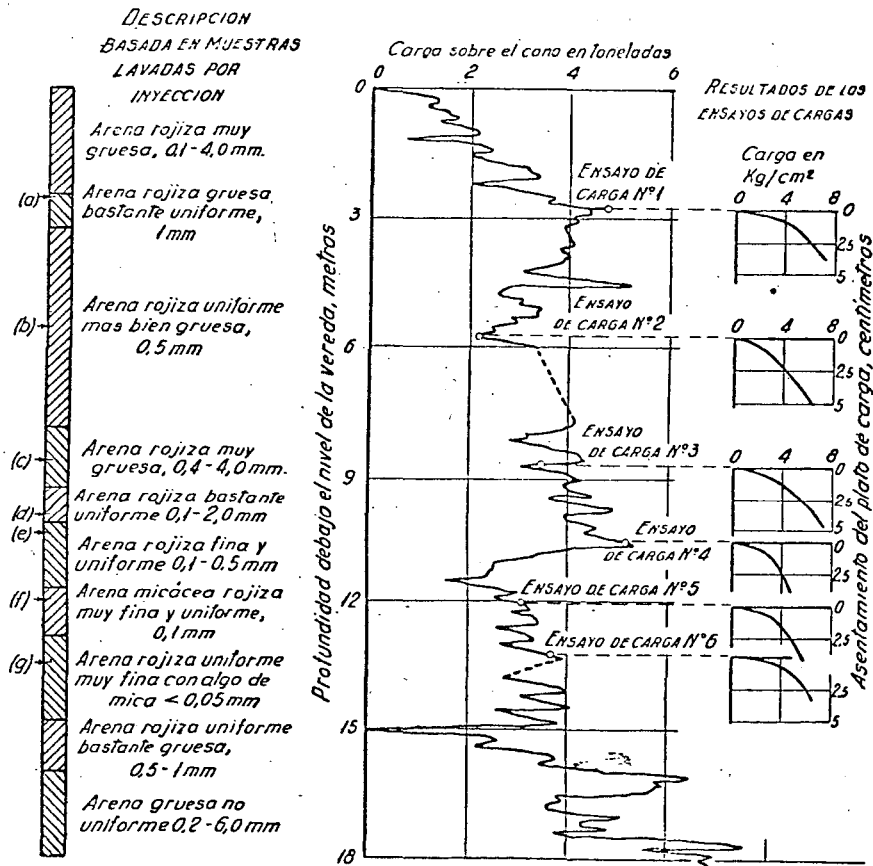


Fig. 44.16. Resultados obtenidos del estudio de un depósito de arena por medio del penetrómetro con inyección de agua y con ensayos de carga ejecutados en un pozo de inspección cavado después de efectuar los ensayos de penetración. (Subterráneo de Houston Street, Nueva York).

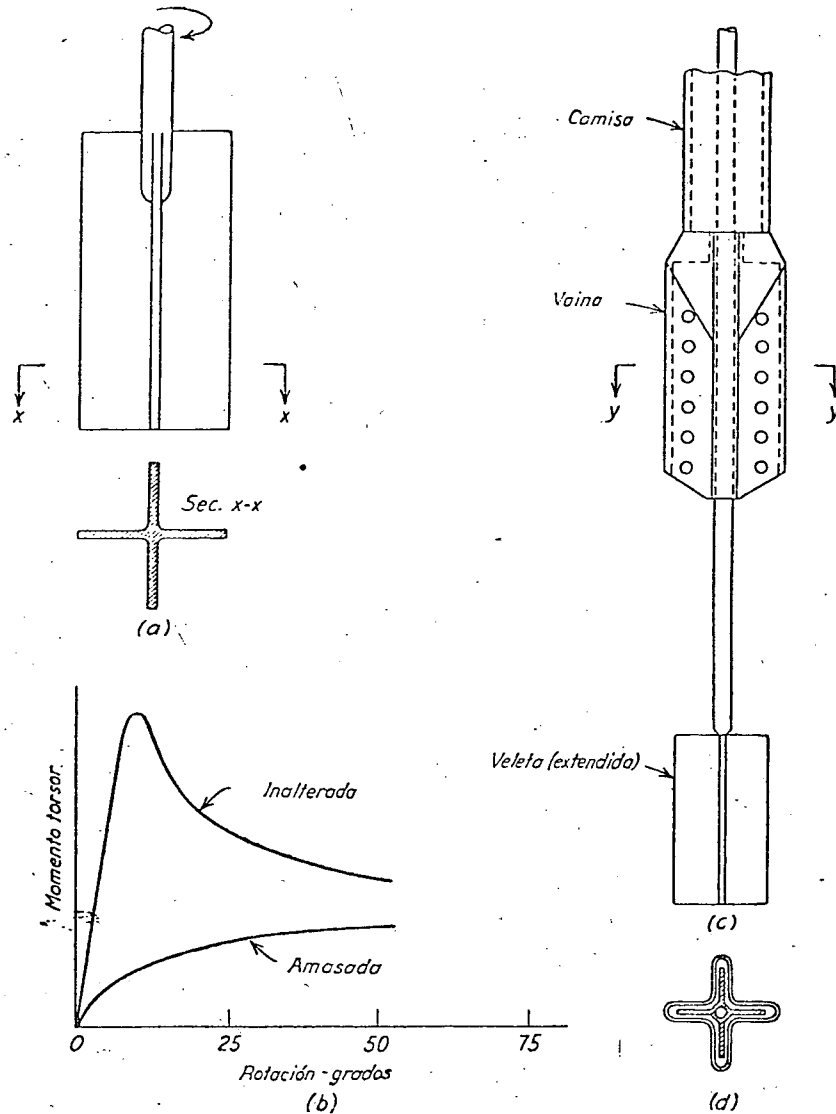


Fig. 44.17. Aparato de paletas, veleta o molinete. (a) Veleta simple de cuatro paletas; (b) curvas momento torsor-rotación típicas para arcilla blanda sensitiva; (c) vaina para hacer penetrar la veleta sin practicar una perforación; (d) corte y-y por la vaina antes de hacer avanzar la veleta (según Cadling y Odenstad, 1950).

y manipuleo en el laboratorio, se han desarrollado varios dispositivos para medir la resistencia inalterada y amasada del material *in situ*. De éstos, el más versátil y el más extensamente usado es el aparato de corte a paletas o veleta (Carlson, 1948; Cadling y Odenstad, 1950). En su forma más simple una veleta está formada por cuatro hojas (fig. 44.17a) unidas al extremo

inferior de una barra vertical. La veleta y la barra se pueden introducir por presión en el terreno sin originar una alteración apreciable. El conjunto se hace luego rotar para obtener la relación entre el momento torsor y la rotación angular. La figura 44.17b muestra resultados típicos para una arcilla blanda sensitiva. Las investigaciones han demostrado que el suelo rompe a lo largo de una superficie cilíndrica que pasa por el borde exterior de las paletas de la veleta y que está delimitada por bases circulares horizontales en los extremos de la misma. Por tanto, la resistencia al corte se puede calcular si se conocen las dimensiones de la veleta y la magnitud del momento torsor. Si se hace rotar rápidamente la veleta hasta producir varias revoluciones, el suelo se amasa. Determinando nuevamente la resistencia al corte se calcula la sensibilidad de la arcilla. No obstante, el grado de alteración causado por la rotación de la veleta difiere de la obtenida amasando la muestra en el laboratorio, de modo que los valores numéricos de la sensibilidad determinada por los dos procedimientos no son estrictamente comparables. La veleta puede usarse para medir la resistencia al corte de la arcilla debajo del fondo de una perforación y determinar sucesivos valores de dicha resistencia a medida que la perforación avanza. Puede también, en suelos blandos, ser empujada en el terreno sin necesidad de hacer primero una perforación. En estos casos, la barra del aparato se coloca dentro de una camisa y la veleta se protege con la vaina hasta que ha alcanzado la profundidad a que debe realizarse el ensayo (fig. 44.17c). La veleta se hace avanzar entonces en profundidad hasta salir de la vaina con lo cual se está en condiciones de realizar un ensayo rotándola.

Si el suelo contiene delgadas capas o láminas de arena o limo denso, el momento torsor puede ser mucho mayor que el requerido si estas capas no estuviesen presentes. Cuando prevalecen condiciones de este tipo los resultados de los ensayos de la veleta pueden conducir a conclusiones erróneas.

Ensayos de permeabilidad *in situ*

La información preliminar con respecto al orden de magnitud y la variabilidad del coeficiente de permeabilidad de un estrato natural permeable se obtiene con ensayos de permeabilidad ejecutados en las perforaciones exploratorias a medida que las mismas se profundizan. Las observaciones realizadas durante las perforaciones suelen también proporcionar información respecto de la presencia o ausencia de una comunicación libre entre los estratos permeables encontrados durante su ejecución.

Los procedimientos de uso más corriente están basados en el principio del ensayo de permeabilidad con carga hidráulica variable (artículo 11). Se encamisado la perforación desde la superficie hasta la parte superior de la zona a ser ensayada y se extiende sin soporte una profundidad adecuada por debajo de la camisa. Usualmente la parte no encamisada de la perforación tiene una forma groseramente cilíndrica y si el estrato permeable no es demasiado potente es aconsejable que se extienda a todo su espesor.

En caso contrario, solo penetra parcialmente dentro del material permeable.

Cuando la zona permeable está debajo del nivel freático, el ensayo puede realizarse agregando agua para levantar dicho nivel dentro de la camisa y luego dejar que el mismo descienda hasta una posición de equilibrio. Se mide la elevación del nivel del agua en función del tiempo y el coeficiente de permeabilidad se calcula por medio de la expresión:

$$k = \frac{1}{C} \frac{A(\Delta h/\Delta t)}{r_o'h_m'} \quad (44.2)$$

donde Δh es la caída en el nivel del agua de la camisa durante un intervalo de tiempo Δt , A es el área de la sección transversal de la camisa, h_m' es la diferencia media de nivel, durante el intervalo Δt , existente entre el nivel del agua en la camisa y el nivel de equilibrio de la napa freática en la zona permeable, r_o' es el radio medio del hueco groseramente cilíndrico practicado por debajo de la camisa. El coeficiente C es una cantidad no dimensional que depende de la forma del hueco cilíndrico y de su penetración dentro de la capa permeable. En la figura 44.18 (Zangar, 1953) se dan valores de C para varias condiciones de borde.

En un ensayo con carga hidráulica variable practicado en una perforación es probable que los finos suspendidos en el agua lleguen a formar una película sobre las paredes y el fondo del pozo practicado en el material permeable. De formarse esta película, actúa como un filtro y, en consecuencia, la permeabilidad observada puede resultar demasiado pequeña en comparación con la real. Se puede evitar el error extrayendo agua de la camisa con un recipiente hasta que el nivel se encuentre por debajo del que le corresponde al estrato permeable, a fin de medir la elevación del nivel de agua en varios intervalos de tiempo a medida que sube hacia su posición de equilibrio. El valor de k se calcula con la ecuación 44.2 dada anteriormente. No obstante, si el estrato permeable está constituido por un material no cohesivo, el nivel del agua no puede bajarse demasiado por el peligro de que se desmorone el pozo y el material suba dentro de la camisa.

Los resultados de tales ensayos son poco más que una indicación del orden de magnitud de la permeabilidad. Se obtiene una información más fehaciente haciendo ensayos de bombeo desde pozos testigos.

El diámetro usual de un pozo testigo es de unas 12 pulgadas. En un acuífero cerrado y bastante homogéneo, la alimentación del pozo testigo debe hacerse a lo largo de todo el espesor del acuífero. Los pozos de observación deben establecerse en dos líneas, una en la dirección de la afluencia normal del agua y la otra en la dirección perpendicular. En cada línea deben establecerse por lo menos dos y con preferencia cuatro pozos de observación, los que también deben alimentarse sobre la mayor parte del espesor del acuífero. Antes de iniciar el bombeo hay que observar el nivel en todos los pozos por un período suficientemente largo como para establecer la cantidad y característica de cualquier fluctuación natural que normalmente ocurra en

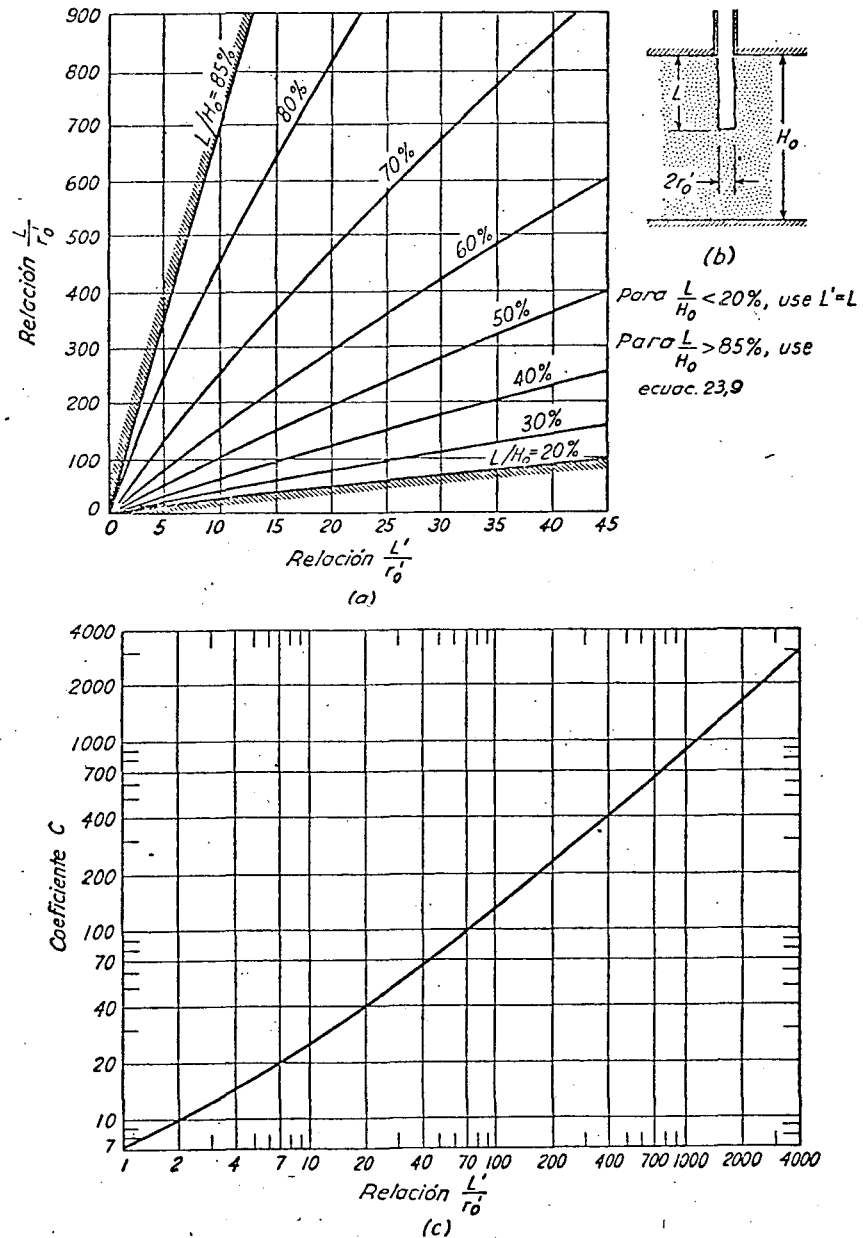


Fig. 44.18. Ensayo de permeabilidad en una perforación realizada en un estrato permeable. (a) Gráfico para determinar la relación L'/r_o . (b) y (c) gráfico para determinar el coeficiente C a ser usado en la ecuación 44.2 (según Zangar, 1953).

el lugar. Debe entonces iniciarse el bombeo con un gasto constante de descarga y los niveles de agua ser medidos en los pozos de observación hasta alcanzar el equilibrio. El valor de k puede entonces calcularse por medio de la ecuación 23.9. La permeabilidad también puede evaluarse sobre la base de la velocidad de descenso de los niveles de agua en varios pozos de observación. El procedimiento se conoce como método del desequilibrio (Todd, 1959).

Si el depósito permeable es abierto (fig. 23.6b), los pozos de observación se usan principalmente para estimar el radio de influencia del pozo de bombeo y k puede calcularse en base a la ecuación 23.12. En estos casos no hay que olvidar una adecuada tolerancia para tener en cuenta la pérdida de carga experimentada cuando el agua entra en el filtro del pozo (Petersen et al., 1955).

Para obtener resultados más fehacientes, el método de medir en pozos de observación niveles de equilibrio asociados con el bombeo a un volumen constante desde un pozo testigo requiere precauciones especiales. Si los cálculos están basados en la ecuación 23.11, el punto de observación más cercano no debe estar, del pozo de bombeo, a una distancia menor que el espesor de la capa permeable que se extiende por debajo del nivel original del agua (artículo 23). A esta y a mayor distancia el descenso en los puntos de observación puede ser pequeño. Por ello, si las fluctuaciones normales del nivel de agua son fracciones significativas de aquellas que produce el bombeo desde el pozo de ensayo, los errores resultantes en el valor de k pueden ser intolerables. En cambio, si los pozos de observación están situados más cerca del pozo de bombeo, el valor de k no puede calcularse más por medio de la ecuación 23.11 debido a que la curva de descenso real está considerablemente por encima de la curva de Dupuit, en la cual se basa su deducción (artículo 23). Existen ecuaciones derivadas de teorías más avanzadas (Borelli, 1955). No obstante, para usar estas teorías, los pozos de observación no deben extenderse demasiado profundos en el depósito permeable debido a que, dentro del radio en el cual las curvas reales de descenso y las de Dupuit son significativamente diferentes, los niveles piezométricos no son los mismos a lo largo de una línea vertical dada. Por ello, para definir las superficies de descenso de nivel, los pozos de observación no deben extenderse apreciablemente por debajo de la posición deprimida de la napa freática.

Si un pozo de bombeo atraviesa varios acuíferos, separados por capas impermeables, la elevación del nivel original de la napa freática debe ser determinada independientemente para cada uno de los acuíferos a medida que se instala el pozo. Si dicho nivel es uniforme, k puede determinarse con un simple ensayo de bombeo, pero H_0 en la ecuación 23.9 debe modificarse de acuerdo con los registros de las perforaciones. En los valles de los ríos no es de ninguna manera inusual que el acuífero abierto superior esté separado por un estrato de arcilla de un acuífero inferior cerrado con mucho mayor nivel piezométrico. Se necesitan en estos casos dos ensayos de bombeo independientes.

Métodos geofísicos

Al principio de este artículo se hizo mención de que por métodos geofísicos se pueden obtener varios tipos de datos relativos a las condiciones del subsuelo, sin necesidad de la ayuda de perforaciones o auscultaciones.

Algunos de los métodos geofísicos están basados en el hecho de que la forma geométrica de todo campo de fuerza depende de la ubicación de los límites entre las sustancias que ocupan el campo. El campo de fuerzas puede tener existencia previa, como por ejemplo el campo magnético y el gravitacional de la tierra, o bien puede ser creado artificialmente, como cuando se envía una corriente eléctrica a través del suelo situado entre dos electrodos enterrados.

La forma geométrica de todo campo de fuerza es, en un medio homogéneo, independiente de las propiedades físicas del medio. Es simple y puede determinarse exactamente por teoría. La distorsión del campo, producida por la existencia de un límite interno, depende de aquellas propiedades físicas de las sustancias, situadas a ambos lados del límite, que crean el campo o tienen una influencia decisiva en su intensidad. Por ello, el método más adecuado para localizar el límite entre dos clases de roca es aquel que produce un tipo de campo de fuerza que, como consecuencia de la diferencia de propiedades entre dichas rocas, experimenta la distorsión más conspicua. Si sus pesos unitarios son muy distintos, el método gravitacional puede resultar el más adecuado. Si, por el contrario, sus pesos unitarios son casi iguales, pero sus conductividades eléctricas son muy distintas, el método del potencial eléctrico puede resultar más ventajoso.

Para localizar la posición de un límite interno, se determina la forma real del campo de fuerzas por medio de un número adecuado de observaciones en la superficie del terreno. Se compara esta forma con la calculada en la hipótesis de que el campo atraviesa una sustancia perfectamente homogénea. La posición del límite interno se deduce de la diferencia entre la forma ideal y la determinada en el terreno.

Un segundo grupo de métodos geofísicos, conocidos como métodos sísmicos, se basa en el hecho de que la velocidad de propagación de ondas elásticas es una función de las constantes elásticas del medio a través del cual las mismas se desplazan. Si una onda llega al límite entre dos medios con propiedades elásticas distintas, una parte se refleja y la otra se refracta. Para determinar la posición de un límite interno, por ejemplo, entre una roca dura y otra blanda o entre suelo y roca, se dispara una pequeña carga de explosivo a corta distancia debajo de la superficie y se mide el tiempo que las ondas reflejadas y refractadas tardan en llegar a distintos puntos de la superficie. Con estos resultados se puede calcular la posición del límite interno, siempre y cuando el límite sea bien definido y no demasiado accidentado.

En la ingeniería civil solo los métodos sísmicos y de resistividad eléctrica se usan con alguna extensión, a veces conjuntamente. La principal aplicación del método sísmico es la de localizar la superficie de la roca

madre. Si el espesor de la capa superior alterado de la roca es pequeña y la superficie de la roca muy despareja, los resultados son usualmente de confiar. En realidad, si el depósito sedimentario superior contiene muchas piedras grandes, el relevamiento por medio de perforaciones suele resultar casi impracticable, mientras que un relevamiento sísmico puede ser tan simple y seguro como si las piedras no existiesen. En algunos casos también se puede determinar la profundidad de la superficie de un depósito de suelo resistente o duro situado por debajo de sedimentos blandos. Como la velocidad de las ondas sísmicas es mucho mayor en el suelo saturado que en los no saturados, el método también puede usarse para localizar el nivel freático en suelos permeables. En cambio, la presencia de una capa blanda debajo de una resistente no puede ordinariamente ser detectada.

El método de la resistividad es útil para definir los límites entre suelos de baja resistividad, como las arcillas blandas o los depósitos orgánicos blandos, y los materiales de alta resistividad: arenas, gravas o roca. Los materiales que tienen baja resistividad se pueden detectar aun cuando se encuentren situados por debajo de otros de altas resistividades. El método se puede usar desde la superficie de una masa de agua. Por otro lado, no pueden usualmente detectarse los límites que separan un suelo orgánico y una arcilla blanda o aquellos que delimitan una arcilla resistente, un esquistos arcilloso blando o el que existe entre una arena suelta y una arenisca de grano grueso. En todas las aplicaciones, la interpretación requiere la calibración del equipo con materiales conocidos en el área inmediata a su aplicación (Moore, 1961).

Se han desarrollado equipos sísmicos y de resistividad portátiles, útiles para los propósitos de la ingeniería civil. Con tales equipos, la exploración puede con frecuencia realizarse económica y rápidamente sobre una superficie grande. En algunas circunstancias el uso de ambos tipos de equipo puede facilitar la interpretación. Por ejemplo, puede que no resulte posible determinar sobre la base de un relevamiento sísmico si un supuesto límite es el del nivel freático o el de la roca; en cambio, un relevamiento de resistividad puede permitir diferenciar esta situación, debido a que la roca ordinariamente tiene una alta resistividad en comparación con los estratos saturados. No obstante, es siempre aconsejable controlar los resultados de los relevamientos geofísicos con, por lo menos, algunas pocas perforaciones.

Lecturas seleccionadas

- Hvorslev, M. J. (1948). *Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes*, Waterways Exp. Sta., Vicksburg, Miss., 465 págs.
- Cambefort, H. (1955). *Forages et sondages* (Perforaciones y sondajes), Paris, Eyrolles, 396 págs.
- Lowe, J. (1960). "Current practice in soil sampling in the United States", *Highway Research Board Special Report*, 60, págs. 142-154.
- Sanglerat, G. (1965). *Le pénétromètre et la reconnaissance des sols* (El penetrómetro y el reconocimiento de suelos), Paris, Dunod, 230 págs.

ART. 45 PROGRAMA PARA LA EXPLORACIÓN DEL SUELO

Tipo y orden de sucesión de las operaciones

Cualquiera sea la obra, el ingeniero no debe olvidar nunca que la mayoría de los suelos se formaron por procesos geológicos que cambiaron en forma absolutamente irregular en el espacio y en el tiempo. Debido a la influencia decisiva que los factores geológicos ejercen en el orden de sucesión, en la forma, y en la continuidad de los estratos de suelo, el primer paso a tomar en cualquier exploración del suelo debe siempre consistir en una investigación de las características geológicas generales del lugar. Cuanto mejor se entienda la geología del lugar, con tanta más eficiencia podrá establecerse el programa para la exploración del suelo. El segundo paso a tomar consiste en efectuar perforaciones exploratorias que proporcionen datos más específicos relativos a las características significativas generales y al espesor de cada estrato individual. Estos dos pasos son obligatorios; todos los otros dependen de la importancia de la obra y de las particularidades del perfil del suelo.

En obras comunes, que comprendan por ejemplo el proyecto y la construcción de las fundaciones de una casa de departamentos de dimensiones moderadas en distritos con suelos conocidos, no es necesaria ninguna otra investigación. Los ensayos de suelo pueden limitarse a la determinación de las propiedades índice (véase tabla 9.1) de las muestras obtenidas con la cuchara utilizada en perforaciones exploratorias*. Estos resultados sirven para correlacionar los suelos con otros encontrados previamente en obras similares, y por tanto, permiten utilizar la experiencia pasada. Las lagunas remanentes en la información obtenida de perforaciones exploratorias se compensan con un coeficiente de seguridad liberal. Toda vez que puedan obtenerse datos, por inspección de las estructuras existentes en las cercanías, la oportunidad no debe ser despreciada.

La exploración del suelo para obras de gran envergadura puede requerir la determinación de una o varias de las siguientes propiedades: densidad relativa de estratos de arena, permeabilidad de estratos de arena, resistencia al corte y capacidad de carga de estratos de arcilla, o compresibilidad de

* Cuando en las perforaciones exploratorias, para extraer muestras, se utiliza una cuchara que provee testigos suficientemente intactos —véase figura de la nota del traductor de pág. 300— los ensayos de laboratorio suelen incluir también la determinación de la resistencia a rotura de muestras típicas de los suelos cohesivos del perfil, obtenida por medio de ensayos triaxiales escalonados que, para cada probeta, proporcionan tres o más circunferencias de Mohr de rotura y posibilitan definir una envolvente para determinar c y ϕ en las condiciones de drenaje impuestas en los ensayos. En esta forma, con muy poco gasto adicional, se consiguen datos más precisos que permiten disminuir el coeficiente de seguridad y compensar en economía con creces el mayor costo que implica este procedimiento. La técnica tiene amplia difusión en la Argentina. En un ensayo triaxial escalonado, para cada presión de confinamiento p , se incrementa la presión vertical $\Delta p = p_1 - p_2$ hasta iniciar la rotura incipiente. Se aumenta p_1 y se repite el ensayo. El procedimiento es aplicable a todos los suelos tanto en la condición drenada como en la no drenada. Véase nota del traductor de pág. 102. (N. del T.)

capas de arcilla. En cada caso particular el programa de exploración debe prepararse teniendo en cuenta la cantidad de información y de datos útiles que pueden derivarse de los resultados de ensayos de laboratorio. A medida que aumenta la complejidad del perfil del suelo, decrece rápidamente la utilidad a derivar de investigaciones elaboradas del subsuelo. Cuando el perfil del suelo es errático, los esfuerzos deben concentrarse; no tanto en la obtención de datos exactos relativos a las propiedades físicas de muestras aisladas del suelo, sino más en obtener una información completa con respecto a la forma estructural del subsuelo. Los esfuerzos para obtener dicha información por medio de perforaciones y ensayos son comúnmente demasiado onerosos, aun suponiendo que conduzcan a resultados satisfactorios, lo que no siempre es cierto. Como los perfiles del suelo errático son mucho más comunes que los simples y regulares, son relativamente raros los casos en que se justifica desde el punto de vista práctico la ejecución de ensayos elaborados y en gran escala. En la discusión que sigue, relativa a los medios para obtener una información adecuada de las condiciones del subsuelo, se subraya constantemente la influencia que el grado de complejidad del perfil del suelo tiene en el valor práctico de los ensayos de los suelos.

Consideraciones geológicas

La mayoría de los depósitos naturales de suelo se hallan comprendidos en uno de los siguientes tipos principales: depósitos fluviales, depósitos de inundación de planicies, depósitos de delta, depósitos costaneros, depósitos glaciares, depósitos eólicos (arenas de dunas y loess) y depósitos formados por sedimentación en agua estancada. Los únicos que suelen mostrar una estructura bastante regular son los depósitos de inundación y los eólicos, además de aquellos formados en grandes extensiones de agua estancada a distancia considerable de las costas. Todos los otros suelen distinguirse por variaciones importantes y erráticas, al menos en la densidad y consistencia relativa, y comúnmente también en cuanto a su granulometría.

En las cercanías del nacimiento de los sistemas fluviales, los *depósitos fluviales* ocupan usualmente el fondo de valles cortados en la roca. Cerca de la desembocadura suelen estar dispuestos en canales sinuosos y entrelazados, cortados en anchas bandas de sedimentos finos que fueron depositados con anterioridad por el río bajo condiciones de sedimentación distintas. El tamaño medio de los granos disminuye a medida que aumenta la distancia a las fuentes del río y, en un punto dado, generalmente aumenta con la profundidad a que se halla el depósito. Desde luego, los detalles de la estratificación son siempre erráticos y tanto la granulometría como la densidad relativa varían de una manera imprevisible. Aún más abruptas y notables son las variaciones que se presentan en los materiales aluvionales depositados por las aguas derretidas en el borde de los campos de hielo continentales. La figura 44.16 ilustra sobre las variaciones en densidad relativa de un estrato de arena fluvio-glaciario, y la figura 44.12 sobre las mismas variaciones para un estrato de arena y grava, también fluvio-glaciario, que se halla cubierto por un colchón de limo blando.

Los *sedimentos de inundación* son depositados a ambos lados de los cursos inferiores de los ríos, durante la época de las crecientes. Consisten regularmente en capas continuas de limo o de arcilla, de espesor bastante uniforme, separadas entre sí por capas de sedimentos más gruesos. No obstante, la continuidad de estos estratos puede hallarse interrumpida en cualquier punto o línea por la presencia de masas de sedimentos distintos que rellenan depresiones o antiguos cursos de ríos (Kolb y Shockley, 1959). Si una depresión de este tipo ocupa el espacio entre dos perforaciones, su presencia puede pasar inadvertida. Varios accidentes bien conocidos, ocurridos con fundaciones, se han debido a esta causa.

Los *depósitos de delta* se forman en los puntos donde los cursos de agua desembocan en masas de agua estancada. Las características principales de los deltas son simples, pero los detalles de su estructura pueden resultar muy complejos, como lo muestra la figura 45.1, como consecuencia del cambio continuo de lugar de las corrientes que transportan los sedimentos.

Los *depósitos costaneros* se componen de sedimentos que fueron erosionados por las olas, o bien, llevados por ríos a una extensión de agua estancada, y luego transportados y depositados por las corrientes costeras. Comúnmente están formados de arena y grava, pero como resultado de importantes fluctuaciones en el nivel del lago o del mar, combinadas con desplazamientos del talveg de los ríos que cruzan la costa, los depósitos de arena y grava pueden alternar de una manera intrincada con capas o bolsones de limo, arcilla o turba. Los depósitos costaneros de este tipo se conocen como *depósitos costaneros compuestos*. La figura 45.7 y la parte superior de la figura 43.2 ilustran sobre la estructura de depósitos de este tipo.

Los constituyentes de los *depósitos glaciares* fueron recogidos y transportados por las masas de hielo y depositados cuando éste se derritió. El retroceso de los hielos siempre se alterna con períodos de temporario avance. El avance de glaciares ara y deforma las capas de material glaciar depositadas previamente y aún más, en el frente del glaciar las corrientes de agua que emergen del fondo del mismo producen una separación, sin orden alguno, de materiales que son desplazados de un lado a otro. Por ello, los depósitos glaciares se encuentran entre los más erráticos con que debe vérselas el ingeniero. Bolsones irregulares y lentes de materiales granulares finos y gruesos mezclados con piedras grandes pueden presentarse en continuidad de una manera absolutamente caótica.

En contraste con los depósitos glaciares, los *sedimentos eólicos* son invariablemente de una uniformidad notable. No obstante, la forma de sus límites puede ser muy irregular, pues el viento suele depositar su carga en montones irregulares cuando encuentra superficies muy accidentadas. Además, los sedimentos finos conocidos como loess (véase artículo 2) pueden perder completamente su homogeneidad original como consecuencia de lavado o descomposición local. Muchas de las fundaciones defectuosas construidas en loess se originaron como consecuencia de la omisión por parte de los proyectistas a prestar atención a la existencia de tales alteraciones parciales.

Los agentes de transporte, es decir, las corrientes de agua, el hielo y el viento, depositan durante o al finalizar su recorrido solo parte de su carga sólida. El resto es llevado a las grandes extensiones de agua estancada, como los lagos, bahías u océanos. Una vez que han traspasado la angosta faja sujeta a las corrientes costeras, las partículas de suelo no se hallan sometidas a otra fuerza que la que deriva de su peso propio. Por ello, en contraste con los otros depósitos sedimentarios, aquellos formados en grandes extensiones de agua estancada tienen comúnmente una estructura relativamente simple. Esta estructura solo refleja los cambios periódicos, o pro-

gresivos, en las características del material que entra en la región de sedimentación, aunque se halla también influida en cierto grado por la composición química del agua.

El efecto de los cambios que con las estaciones sufren las características del material en suspensión viene ilustrado por el diagrama de contenido de humedad de la figura 43.1b. Debido a este efecto, la dispersión en contenido de humedad, con respecto al término medio, es tan importante en distancias verticales de pocos centímetros como en todo el espesor del estrato. Aún más notable es el efecto de cambios estacionales sobre la estructura de sedimentos depositados en lagos de agua dulce bajo climas árticos, como los que prevalecieron en el norte de Estados Unidos y Canadá durante la época glacial. En verano, el material en suspensión en los lagos consistía en limo y arcilla. Los materiales gruesos como la arena y la grava no entraban al lago, pues se depositaban antes, en la boca de los ríos, formando depósitos de delta. En verano, por tanto, sedimentaban las partículas de limo. El invierno no aportaba nuevos materiales, pues los ríos estaban congelados, y por consiguiente debajo de la capa de hielo que cubría los lagos solo se depositaban las partículas de arcilla que habían quedado en suspensión durante el verano. Por ello, el sedimento está compuesto de capas claras, depositadas en verano y formadas de limo y de capas oscuras depositadas en invierno y constituidas, principalmente, de arcilla. Cada capa doble representa el depósito de un año. Estos sedimentos son las arcillas laminares (fig. 45.2), mencionadas en el artículo 2. El espesor de cada capa doble es comúnmente menor de 2 centímetros, aunque excepcionalmente alcanza valores mucho mayores; depende de la cantidad de material aportado al lago durante el verano. Los depósitos de arcillas lami-

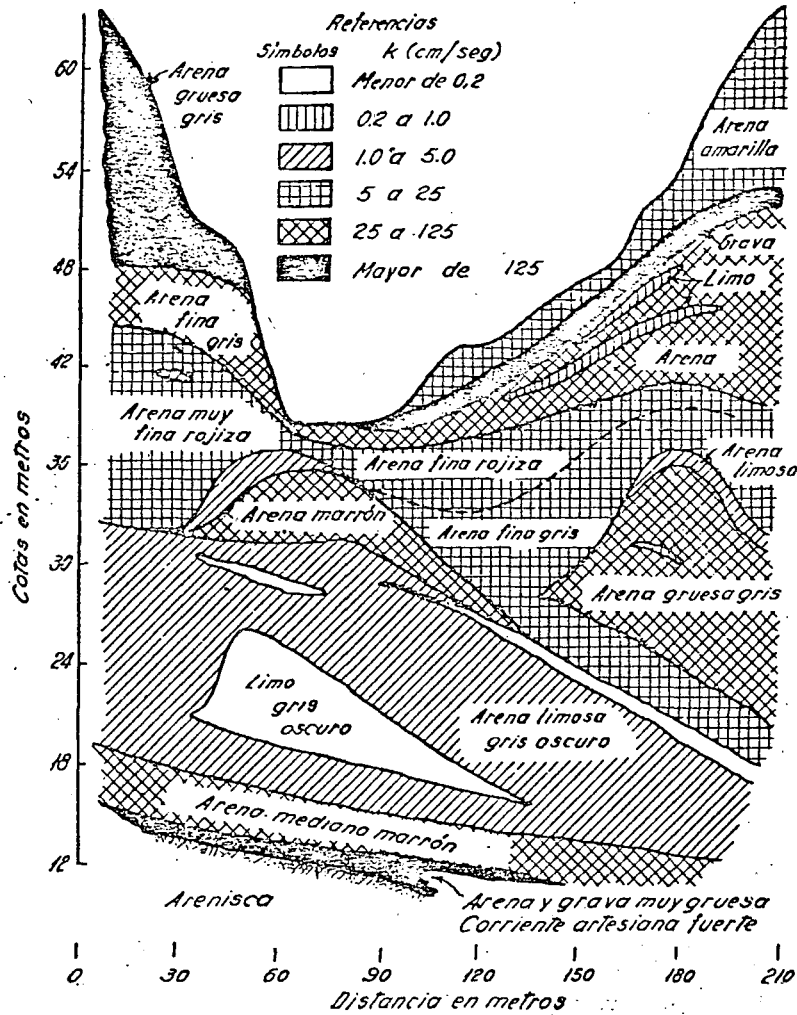


Fig. 45.1. Perfil de permeabilidad de un depósito deltaico glacial relativamente homogéneo, situado cerca de Chicopee, Mass.

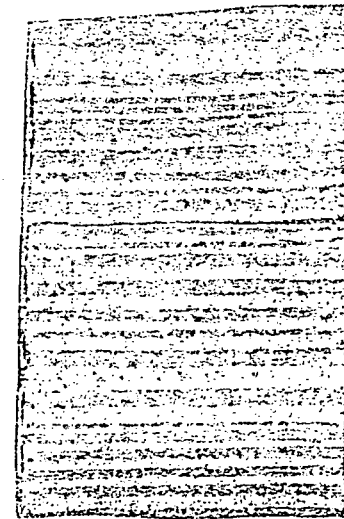


Fig. 45.2. Sección longitudinal de una muestra inalterada de arcilla laminada tomada con un sacatestigos de cuatro pulgadas bien proyectado (cortesía de M. J. Hvorslev).

nares son muy comunes tanto en Europa como en Norteamérica, por encima del paralelo 40, y son fuente prolífica de dificultades serias en las construcciones.

Si en lugar de desembocar en un lago de agua dulce, ríos árticos similares a los descriptos, desembocan en una bahía oceánica, la segregación según tamaño de partículas es mucho menos perfecta, debido a que las sales que contiene el agua de mar producen la floculación de las partículas de arcilla. Por ello, la mayor parte de la arcilla se deposita simultáneamente con el limo.

El análisis precedente demuestra que la naturaleza ha creado una variedad infinita de formas estructurales, que van desde la estratificación simple de depósitos formados en grandes lagos a las complejísimas estructuras de las masas de grava, arena y limo que primero fueron depositadas y luego aradas, distorsionadas, parcialmente erosionadas y vueltas a depositar en los bordes de las masas de hielo continental. Debido a variaciones en el material que les da origen y en el grado de alteración producida por los agentes atmosféricos, las características de los suelos residuales no son menos complejas.

Cuando en una masa de suelo se ejecutan perforaciones en dos puntos distanciados de 25 ó 50 metros, el ingeniero conoce las características y el orden de sucesión de los estratos a lo largo de dos líneas verticales. Entre estas dos líneas el orden de sucesión de los estratos puede ser continuo, pero también puede ocurrir que dicho orden desaparezca a corta distancia de cada perforación y que el perfil a mitad de distancia entre perforaciones no tenga el más remoto parecido con ninguno de los perfiles anteriores. Un programa inteligente de investigaciones suplementarias del subsuelo solo puede prepararlo un ingeniero bien familiarizado con nociones de geología física y conocedor de la geología de la región donde está situada la obra.

En las ciudades grandes se puede usualmente encontrar una descripción de la historia geológica recurriendo a museos locales de historia natural u otras instituciones similares, como ser las Direcciones de Minas y Geología, donde puede además recogerse información respecto a las publicaciones relativas a la geología de la zona. Como información general relativa a la geología de distintas partes del mundo se citan las siguientes:

R. F. Legget, "Geological Surveys of the World", Apéndice B en *Geology and Engineering*, segunda edición, Nueva York, 1962. Contiene breves comentarios sobre investigaciones geológicas en diversos países, publicación de los mismos y dirección postal a donde dirigirse.

R. F. Legget, "Geological Societies and Periodicals", Apéndice C en *Geology and Engineering*.

Catalogue of Published Bibliographies in Geology 1896-1920, Boletín del National Research Council, 6, Parte 5, N° 36, 1923.

Muchas veces es posible hallar alguna publicación que describa la geología del lugar donde va a estar ubicada la obra, sobre todo si ésta se halla en alguna ciudad, cerca de un río importante, de una falla muy

notable, etcétera. Sin embargo, es también común no encontrar ninguna información específica, de modo que el ingeniero debe contar con su propia capacidad para la observación e interpretación geológica del lugar. En obras de gran envergadura, un levantamiento geológico detallado del lugar y de sus cercanías es una necesidad imperativa y requiere los servicios profesionales de un geólogo.

Separación y profundidad de las perforaciones exploratorias

La distancia a que deben espaciarse las perforaciones exploratorias se halla por ahora gobernada principalmente por la costumbre, más que por consideraciones racionales. En obras de edificio suelen comúnmente espaciarse unos 15 metros en ambos sentidos principales. En proyectos de subterráneos y diques de tierra se considera generalmente 25 metros como una distancia máxima. Sin embargo, si la zona que abarca el proyecto es muy grande, puede resultar necesario aumentar esta distancia a 50 ó 100 metros. Aun con esta separación, el número de perforaciones y la cantidad de ensayos necesarios pueden resultar muy grandes y causar demasiados retrasos en la iniciación de la obra.

La normalización de la distancia a que deben espaciarse las perforaciones exploratorias tiene desventajas evidentes. Cuando el perfil del suelo es muy simple, la separación usual es demasiado pequeña, mientras que cuando el perfil es errático dicha separación es excesiva. Para evitar la pérdida de tiempo y dinero que significaría la realización de pozos superfluos, puede utilizarse con ventajas el método de la auscultación. En cada uno de los puntos donde debería realizarse una perforación se ejecuta en cambio una auscultación que es mucho más rápida y económica. Si todos los diagramas de resistencia a la penetración son parecidos, es muy probable que el perfil del suelo sea simple. En este caso solo se necesitan perforaciones exploratorias cerca de aquellos pocos puntos donde los diagramas de penetración indican las máximas desviaciones con respecto al término medio. Si la geología del lugar indica la posibilidad de que la continuidad de los estratos pueda hallarse interrumpida por rellenos locales de viejos cauces o cualquier otra masa de materiales extraños, deben efectuarse auscultaciones adicionales en correspondencia con toda indicación superficial, como ser pequeñas depresiones del terreno, en busca de posibles inclusiones compresibles. Si una auscultación da con una inclusión de este tipo, debe efectuarse una perforación exploratoria en su correspondencia para determinar la clase de suelo que forma la inclusión.

Si los diagramas de penetración obtenidos de auscultaciones exploratorias son sistemáticamente muy distintos entre sí, es muy probable que el suelo presente un perfil errático, de modo que, para determinar su forma real, deben realizarse auscultaciones intermedias, hasta que los datos de resistencia a la penetración sean suficientemente completos, como para no dejar dudas con respecto a la forma general de las superficies de separación entre los estratos de materiales gruesos y los de materiales finos, y la de

aquellas que dividen las partes sueltas y densas de un mismo estrato. En este caso, para completar el estudio solo se requieren unas pocas perforaciones, las necesarias para determinar los tipos de suelo situados entre las distintas superficies de discontinuidad, y/o para saber si una masa de suelo de resistencia excepcional, o una sin ninguna resistencia, está formada de arena o de arcilla. Una situación de este último tipo se presentó cuando se estaba realizando la auscultación indicada en la parte derecha de la figura 44.2. Surgió la duda de si el suelo situado entre cotas 24 y 18 estaba constituido de arena muy suelta o de arcilla, y para dilucidarla se efectuó una perforación al lado de la auscultación. La perforación eliminó toda duda con respecto a la posible existencia de arcilla por debajo de la cota 24, indicando que la baja resistencia a penetración en esta zona se debía exclusivamente a la estructura excepcionalmente suelta de la arena.

La profundidad a que deben llevarse las perforaciones exploratorias está también más o menos normalizada por la costumbre. Pero en este aspecto, la práctica corriente suele caracterizarse por el hecho de que sus resultados no solo no tienen utilidad alguna sino que muchas veces hasta son peligrosos. En efecto, muchos edificios han resultado seriamente dañados por la consolidación de estratos de arcilla blanda situados por debajo de la profundidad hasta la cual fue explorado el subsuelo. Con todo, no resulta posible establecer reglas generales para seleccionar dicha profundidad, pues, para una estructura de dimensiones y peso dados, la profundidad de las capas que pueden tener una influencia significativa en los asentamientos depende en gran parte del perfil del suelo. Los ejemplos que siguen ilustran sobre los factores que deben considerarse antes de especificar la profundidad a que deben llevarse las perforaciones.

Si por razones geológicas, o por conocimientos de perforaciones anteriores realizadas en las cercanías de la zona, se sabe que el suelo del lugar donde se va a construir un grupo de edificios es arenoso y no contiene ningún estrato de arcilla o de limo blando, es suficiente, en correspondencia con cada edificio, explorar el suelo, según cuáles sean el peso y el tamaño del edificio, hasta una profundidad de 5 a 10 metros por debajo del plano de fundación. Las dimensiones del área ocupada por el conjunto de los edificios no requieren consideración alguna pues en arena el asentamiento de cada edificio es casi independiente de la existencia de los otros. La causa de esta particularidad deriva del hecho de que la compresibilidad de los estratos de arena decrece rápidamente con la profundidad (artículo 15).

Si, por el contrario, el subsuelo de un grupo de edificios contiene estratos blandos, la causa principal de los asentamientos puede hallarse a una profundidad mayor que el ancho total ocupado por el grupo de edificios, pues, aun en el caso de que un grueso estrato de arcilla esté situado a gran profundidad, 50 metros, por ejemplo, un aumento moderado de la presión que actúa sobre el mismo puede llegar a producir un asentamiento mayor de 30 centímetros (véase artículo 55). Por ello, la profundidad a que debe explorarse el subsuelo depende principalmente de la presencia o ausencia de estratos compresibles, tales como los de arcilla o de limo plástico.

Cuando la geología del lugar indica que pueden existir estratos de arcilla o de limo situados a gran profundidad, o cuando no se conoce absolutamente nada con respecto a las condiciones del subsuelo, como primera medida debe hacerse una estimación aproximada de la intensidad y distribución de las presiones que se originarán en el subsuelo como consecuencia de la construcción del grupo de edificios. El procedimiento a seguir para este cálculo se describe en el artículo 40. Con esta estimación, se determina la máxima profundidad, D_{max} , para la cual la presencia de una potente capa de arcilla blanda con un alto límite líquido puede aún ejercer una influencia considerable sobre los asentamientos. La primera perforación debe efectuarse hasta dicha profundidad; las restantes, junto con las auscultaciones que se programasen realizar, pueden suspenderse después de haber llegado a 3 metros por debajo del estrato de arcilla más profundo que se hubiese encontrado dentro de la profundidad D_{max} . Este procedimiento es de regla, cualquiera sea el tipo de fundación que indiquen como adecuada los estratos superiores de suelo, es decir, tanto para fundaciones directas sobre zapatas, plateas, o indirectas sobre pilotes, etcétera.

El ejemplo que sigue ilustra sobre las posibles consecuencias cuando la exploración del suelo no se ciñe al procedimiento recomendado. Tratábase de la construcción de un grupo de edificios en una playa aluvional a orillas del mar. Ninguno de los edificios tenía un ancho superior a los 12 metros. El subsuelo fue explorado con perforaciones hasta una profundidad de 27 metros, hasta cuya cota el perfil constaba de una transición gradual de limo blando en la superficie a arena de densidad variable a una profundidad de más de 20 metros. Debido a la alta compresibilidad de los estratos superiores, se decidió apoyar los edificios en pilotes de 21 a 27 metros de longitud. Para gran sorpresa de los ingenieros a cargo de la obra, los edificios empezaron a sufrir asentamientos durante la construcción y en el curso de tres años dichos asentamientos habían sobrepasado los 60 centímetros. Las investigaciones del subsuelo, realizadas como consecuencia de estos fenómenos, demostraron que los mismos se debían a la consolidación de una capa de arcilla blanda de 9 metros de espesor situada a una profundidad de 35 metros por debajo de la cota del patio de los edificios.

Cuando dentro de la profundidad D_{max} se encuentra el lecho rocoso, debe determinarse, por lo menos en forma aproximada, la topografía de la superficie del mismo por medio de perforaciones o auscultaciones, pues las depresiones de la roca pueden estar ocupadas por sedimentos muy compresibles que aparecen solo con las perforaciones más profundas. La omisión de esta precaución ha sido, repetidamente, la causa de asentamientos importantes.

Los resultados de las perforaciones exploratorias y de las auscultaciones deben condensarse en un informe que contenga todos los datos reunidos relativos a la geología del lugar, una lista de las propiedades índice de todas las muestras obtenidas con la cuchara normal, y un registro de los resultados de los ensayos normales de penetración. Con este informe podrá entonces decidirse si son necesarias o no investigaciones suplementarias para deter-

minar: la densidad relativa y la permeabilidad de estratos de arena, o la resistencia al corte y la compresibilidad de capas de arcilla*.

Densidad relativa de estratos de arena

La densidad relativa de los estratos de arena ejerce una influencia decisiva sobre el ángulo de fricción interna de la misma (artículo 17), sobre su capacidad de carga (artículo 33), y sobre el asentamiento de zapatas que descansan en dicho material. Si una arena sumergida es muy suelta, un choque brusco puede transformar el material en una suspensión con las propiedades de un líquido viscoso (artículo 17). En estado denso, la misma arena es insensible a los choques y perfectamente adecuada como base de las estructuras más pesadas. Por ello, la densidad relativa de una arena es mucho más importante que cualquiera de sus otras propiedades, excepto posiblemente su permeabilidad.

Tabla 45.1

Densidad relativa de arenas de acuerdo con los resultados de los ensayos normales de penetración

Nº de golpes <i>N</i>	Densidad relativa
0-4	Muy suelta
4-10	Suelta
10-30	Medianamente densa
30-50	Densa
mayor de 50	Muy densa

Siempre que se realizan perforaciones exploratorias, pueden obtenerse datos con respecto a la densidad relativa de estratos de arena efectuando ensayos normales de penetración (página 300), toda vez que se toma una muestra con la cuchara correspondiente. Dada la extraordinaria importancia de la densidad relativa, el ensayo normal de penetración debiera considerarse como una parte esencial de las operaciones de sondeo. La tabla 45.1 da relaciones aproximadas entre el número de golpes *N* y la densidad relativa**.

* Como se indica en la nota del traductor de pág. 328 utilizando una cuchara mejorada en lugar de la partida, durante la ejecución de las perforaciones exploratorias se pueden extraer sin mayor costo muestras de suelos de consistencia blanda, media, compacta y muy compacta suficientemente inalteradas, útiles para determinar valores razonables de la resistencia al corte de los suelos cohesivos. Se mejora así notablemente la información que se obtiene con las citadas perforaciones y evita la necesidad de realizar otras adicionales en la gran mayoría de los casos. (N. del T.)

** Utilizando el zapato Nº 4 del sacatestigos que ilustra la nota del traductor de pág. 300 y la misma técnica de hinca, la resistencia a penetración *N'* que se obtiene en arenas es prácticamente igual a la resistencia a penetración *N* que resulta con la cuchara partida. Extensas comparaciones han indicado que $N' \cong 1,25 N$. Véase Moretto, O. Discussion on The Standard Penetration Test. Proc. IV Congreso Panam. de Mec. de Suelos e Ing. de Fund, Puerto Rico, 1971. (N. del T.)

La correspondencia entre el número de golpes y densidad relativa de la tabla 45.1, debe usarse con cautela y solamente en los casos en que los ensayos de penetración se han realizado de una manera escrupulosa. Por ejemplo, si la arena está situada debajo del nivel freático y un perforador inexperto permite que el nivel del agua dentro de la perforación descienda por debajo del nivel piezométrico existente en la arena donde se realiza el ensayo, ésta puede tornarse fluida y pasar a un estado suelto, con lo cual se obtendría para *N* un valor demasiado bajo. El simple retiro de las herramientas de perforación a una velocidad demasiado rápida, que no permita que el agua aportada por el suelo remplace el volumen de las barras de perforación retiradas, puede causar este descenso del nivel del agua. Por otro lado, la existencia de cantos rodados o piedras bochas de un tamaño mayor que el diámetro del sacatestigos puede conducir a valores excesivos de *N*.

En una arena fina o en una arena limosa con una densidad relativa moderada a alta y un tamaño efectivo comprendido entre 0,1 y 0,05 mm, el número de golpes puede tornarse exageradamente grande debido a la tendencia que tales materiales tienen a la dilatación durante la rotura por corte bajo condiciones no drenadas (artículo 15). Por ello, en estos casos los ensayos normales de penetración deben ser contrastados con procedimientos más seguros o, de lo contrario, los resultados ser interpretados de manera más conservadora.

En trabajos importantes, la información concerniente a la densidad relativa de la arena, obtenida de los ensayos de penetración normales, debe ser completada con auscultaciones. Dichas auscultaciones proporcionan registros continuos, como los indicados en las figuras 44.12 y 44.16, de las variaciones de la resistencia a penetración con la profundidad. Sin embargo, en arena, la resistencia a penetración de un penetrómetro, o la energía necesaria para producir una penetración dada, depende no solo de la densidad relativa sino que también de las dimensiones de la punta y del vástago de prolongación, así como en cierto grado de la forma de los granos y de la granulometría. Por ello, todo método nuevo de auscultación, así como todo nuevo uso de un método dado en una localidad inexplorada, requiere la realización de una serie de ensayos de calibración que proporcionen datos que permitan interpretar los resultados.

Puede efectuarse una calibración aproximada haciendo una auscultación al lado de una perforación donde se hayan realizado ensayos de penetración normales. Mucho más engorrosa, aunque también mucho más exacta, es la ejecución de una serie de ensayos de carga a distintas profundidades, ejecutados en una excavación a cielo abierto cercana al punto donde se ha realizado una auscultación. Los ensayos se efectúan sobre placas de 30 X 30 cm que descansan sobre la superficie horizontal de la arena, sin colocar sobrecarga alguna hasta una distancia de por lo menos 90 centímetros a contar desde el borde de la placa. La figura 45.3a muestra la relación entre la carga unitaria y el asentamiento para ensayos realizados en distintas arenas. Las curvas 1 y 2 fueron obtenidas de ensayos en arenas muy densas, la curva 4 en arena de densidad mediana y la curva 5 en arena suelta. La

capacidad de carga aumenta rápidamente con la densidad relativa, y el asentamiento bajo una carga dada disminuye en la misma forma. La figura 45.3a muestra que, de acuerdo con la experiencia en el terreno y en discordancia con la opinión generalizada, el tamaño del grano no tiene influencia sobre la densidad relativa y la capacidad de carga de una arena.

La parte derecha de la figura 44.16 muestra los resultados de ensayos de carga efectuados con el propósito de calibrar el penetrómetro a inyección de la figura 44.13d. El procedimiento utilizado en estos ensayos fue descrito en la página 318.

Con los resultados de ensayos de carga normales, como los indicados en la figura 45.3a, puede determinarse la densidad relativa utilizando el diagrama de la figura 45.3b. Para este propósito las curvas obtenidas de los ensayos de calibración son comparadas con las de dicho diagrama tipo. Como cada curva obtenida corresponde a una resistencia de penetración dada, según cuál sea su posición con respecto a las zonas delimitadas en dicha figura, se tendrá la respectiva densidad relativa en función de la resistencia a penetración.

Un ensayo de carga normal puede, no obstante, conducir a resultados engañosos si la arena que se ensaya es fina o muy fina y contiene una cantidad de humedad apreciable. Debido a la aparente cohesión provocada por las fuerzas capilares (artículo 20), la arena puede aparecer como más resis-

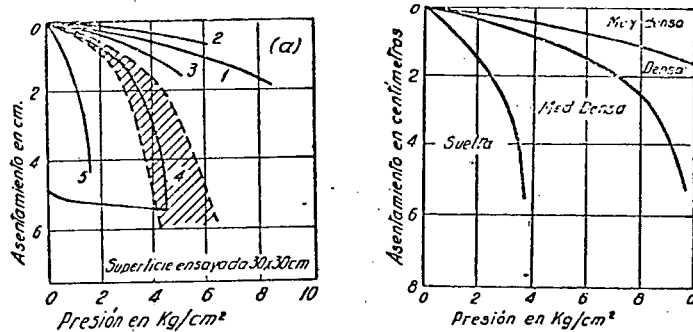


Fig. 45.3. (a) Relación entre presión unitaria y asentamiento de un plato de carga de 30 X 30 cm que descansa en la superficie no confinada de una capa de arena. La curva 1 representa una arena limpia, densa, en un ensayo efectuado dentro de un cajón de fundación a 7,80 metros debajo del fondo de un río; la curva 2 representa una arena muy fina, muy densa, ensayada en una excavación a cielo abierto, 7,80 metros debajo de la superficie, en Lynn, Mass.; la curva 3 representa una arena húmeda de densidad media, compactada a mano apisonando por capas; la curva 4 representa una arena medianamente densa ensayada en el fondo de un pozo de 9 metros de profundidad en la calle Houston, de Nueva York (el área sombreada indica la zona ocupada por las curvas obtenidas en este pozo entre 6,00 y 18,00 metros de profundidad); la curva 5 representa una arena, suelta, gruesa, limpia y muy áspera, ensayada en el fondo de una excavación a cielo abierto, cerca de Muskegon, Mich.; (b) gráfico para determinar la densidad relativa en función de los resultados de ensayos normales de carga sobre platos de 30 X 30 cm.

tente y menos compresible de lo que sería el mismo material sin la presencia del efecto causado por la humedad. La influencia de la cohesión aparente decrece rápidamente a medida que aumenta el ancho del área cargada, pero puede ser demasiado grande para ser ignorada si el área de ensayo solo alcanza a un cuadrado de 30 cm de lado.

Se pueden obtener datos aún más exactos respecto de la densidad relativa de arenas, efectuando ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas cortadas a mano de pozos excavados o extraídas de perforaciones con uno de los métodos descritos en el artículo 44. Todas las perforaciones de donde se extraen las muestras se ejecutan cerca de los puntos en que previamente se habían efectuado auscultaciones. Correlacionando los resultados de los ensayos con las correspondientes resistencias a penetración, se obtienen datos para la interpretación correcta de los resultados arrojados por todas las otras auscultaciones. Sin embargo, son muy raros los casos en que tales refinamientos se hallan justificados.

Permeabilidad de los estratos de arena

El conocimiento de la permeabilidad de los estratos de arena puede tener como causa cualquiera de los dos propósitos siguientes: calcular la cantidad de agua que filtra hacia una excavación con dimensiones dadas cuando la napa está a una altura también dada, o bien determinar hasta qué profundidad debe llevarse la pantalla de pie de un dique de embalse, situado sobre una fundación permeable, para reducir las pérdidas por filtración a un valor menor del especificado como admisible.

Para calcular la filtración hacia una excavación a cielo abierto, la forma más conveniente de obtener los datos respectivos estriba en la ejecución de ensayos de bombeo (artículo 44). Los resultados de los ensayos permiten calcular el coeficiente de permeabilidad medio del subsuelo en la dirección horizontal. Una vez conocido dicho coeficiente, todos los problemas relativos a la filtración hacia la excavación pueden resolverse con las leyes de la hidráulica. Si la obra demanda la depresión de la napa por medio de pozos filtrantes (artículo 47), se puede proyectar el sistema de pozos y calcular la capacidad de las bombas que se requerirán para mantener durante la construcción el nivel de la napa por debajo del fondo de la excavación.

Para resolver problemas relacionados con pantallas impermeables y, en general, con las filtraciones en obras de embalse, es necesario determinar no solo la permeabilidad media del subsuelo sino que también las variaciones más importantes en la permeabilidad del estrato de arena situado por debajo y en los alrededores de la estructura del embalse. Esta determinación se puede realizar solo con la ejecución de ensayos de permeabilidad sobre una serie bastante continua de muestras, obtenidas de un número considerable de perforaciones.

Pero los depósitos naturales no son nunca homogéneos y el agua circula a través de los mismos a lo largo de líneas más o menos tortuosas, siguiendo aquellos lentes y capas compuestas de los constituyentes más gruesos. Además, la permeabilidad en la dirección vertical es usualmente mucho

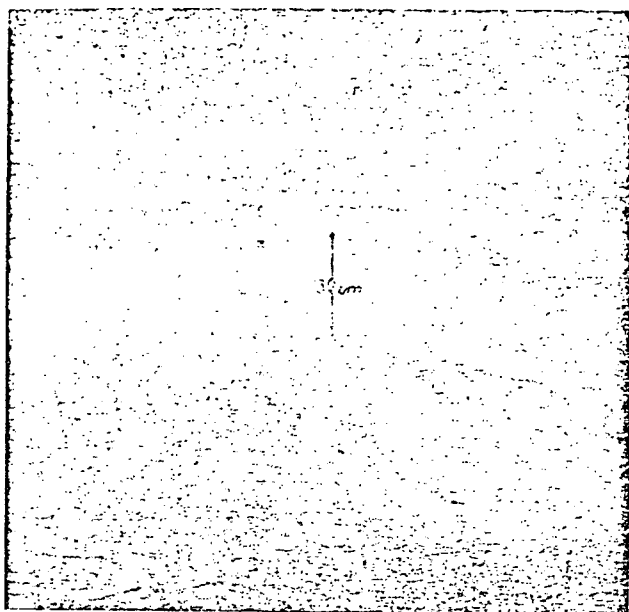


Fig. 45.4. Capitas de limo en arena mediana uniforme. La presencia de estas capitas no podría descubrirse con perforaciones ordinarias, mas reducen la permeabilidad en sentido vertical de los estratos de arena a una pequeña fracción de la permeabilidad horizontal.

menor que la permeabilidad en sentido horizontal. Por ello, cualesquiera sean las investigaciones de laboratorio que se realicen, no se puede esperar que éstas provean otra cosa que un orden de magnitud de la permeabilidad del depósito, aun cuando los ensayos se practiquen provocando el escurrimiento del agua en forma separada en sentido horizontal y vertical a través de muestras inalteradas. Como los testigos nunca son continuos, una delgada capa de limo situada entre dos muestras adyacentes de arena puede ejercer una influencia radical sobre la relación entre la permeabilidad horizontal y la vertical. La presencia de tales capas delgadas no es un hecho excepcional, como lo muestra la figura 45.4.

Por las razones expuestas, el uso de muestras inalteradas para realizar ensayos de permeabilidad apenas si se justifica. Se pueden obtener resultados que no son menos fehacientes ensayando muestras recuperadas por medio de sacamuestras equipados con retén (fig. 44.2d), o bien por medio de un balde rascador (fig. 44.2f). Los componentes de estas muestras deben ser cuidadosamente mezclados antes del ensayo. Después de haber realizado 15 ó 20 ensayos de permeabilidad sobre muestras de un estrato dado se puede estimar el coeficiente de permeabilidad de los otros estratos en base a su textura y apariencia general. Estas estimaciones y resultados de ensayos se deben ajustar para tener en cuenta la diferencia entre la densidad relativa del material amasado y del material en el lugar. La relación entre la

permeabilidad en sentido vertical y la permeabilidad en sentido horizontal se puede juzgar sobre la base de las ecuaciones 11.10 y 11.11.

Raramente se justifican, desde el punto de vista económico, investigaciones elaboradas de este tipo. La determinación de la permeabilidad en depósitos naturales por debajo del nivel freático por ensayos de permeabilidad *in situ* es siempre mucho más fehaciente que la obtenida por medio de ensayos de laboratorio.

Se han desarrollado procedimientos para evaluar la permeabilidad de estratos de arena situados por encima del nivel freático partiendo de la cantidad de agua que penetra dentro del suelo a través del tramo de perforación que se extiende por debajo de la camisa. Los resultados no constituyen más que crudas estimaciones y pueden resultar muy poco fehacientes debido a que la forma de escurrimiento del agua dentro del suelo permanece desconocida y a que la formación de una película filtrante en la superficie de entrada difícilmente puede evitarse. El procedimiento (Zangar, 1953) es similar al descrito para los ensayos de permeabilidad realizados en perforaciones por debajo del nivel freático.

Resistencia al corte de arcillas saturadas

Cuando en una obra en la que existen suelos arcillosos se debe investigar la estabilidad de los taludes, calcular el empuje que han de resistir los revestimientos de excavaciones a cielo abierto, o bien calcular la capacidad máxima de carga de zapatas o plateas, es necesario siempre determinar la resistencia de las arcillas. Cuando el contenido de humedad de la arcilla no cambia en forma significativa durante el período en que los taludes van a permanecer descubiertos, o bien durante la vida de las entibaciones de excavaciones a cielo abierto, o si el coeficiente de seguridad de la zapata de fundación es mínimo antes que dicho contenido de humedad pueda disminuir como consecuencia de la carga que el suelo soporta, para arcillas saturadas es de aplicación la condición $\phi = 0$ (artículo 18). La resistencia al corte no drenada expresada en base de tensiones totales es entonces igual a un medio de la resistencia a la compresión simple q_u de muestras inalteradas de arcilla o bien a la mitad de la diferencia de tensiones $p_1 - p_3 = 2 c_u$ obtenida de ensayos triaxiales. La resistencia al corte también puede determinarse en forma directa por medio de la veleta (fig. 44.17) o bien de la veleta manual torque (fig. 18.3). Teniendo en cuenta que muchos de los problemas prácticos de importancia fundamental caben dentro de la categoría $\phi = 0$, los medios para evaluar la resistencia al corte no drenada de suelos arcillosos saturados merece especial consideración.

Cuando se ejecutan perforaciones exploratorias es posible estimar groseramente la resistencia al corte de la arcilla por medio de los ensayos de penetración. La tabla 45.2 muestra la relación aproximada entre número de golpes para 30 cm de penetración del sacamuestras y la resistencia a compresión simple q_u de las arcillas saturadas. Sin embargo, para un número de golpes dados N , la dispersión con respecto al término medio de los valores correspondientes de q_u puede ser muy grande. Por ello, como control, siem-

pre deben realizarse ensayos de compresión simple con las muestras obtenidas con la cuchara partida. Los otros ensayos de rutina a realizar con las muestras mencionadas, indicados en la tabla 9.1, son también obligatorios, pues sus resultados se necesitan para correlacionar el material con otros similares encontrados en obras anteriores. Los valores de q_u o los de c_u determinados con las muestras obtenidas con la cuchara partida son generalmente mucho menores que los reales, pues dichas muestras se hallan apreciablemente alteradas*.

Tabla 45.2

Relación entre consistencia de arcillas saturadas, número de golpes N de la cuchara partida y resistencia a la compresión simple**

Consistencia:	q_u en kg/cm ²					
	Muy blanda	Blanda	Medianamente compacta	Compacta	Muy compacta	Dura
N :	<2	2-4	4-8	8-15	15-30	>30
q_u :	<0,25	0,25-0,50	0,50-1,00	1,00-2,00	2,00-4,00	>4,00

Las investigaciones suplementarias que se necesitan en obras importantes dependen de las características del perfil del suelo. Si el perfil del suelo es simple y regular, es comúnmente posible llegar a determinar la resistencia al corte medio del estrato de arcilla, utilizando los resultados de ensayos de laboratorio. Las muestras se obtienen por medio de tubos sacamuestras de pared delgada (artículo 44), que permiten sacar muestras continuas, una detrás de otra. Para que los valores medios de los resultados de los ensayos tengan suficiente exactitud, la distancia entre perforaciones no debe exceder

* Se obvia en gran parte este inconveniente sustituyendo en las perforaciones exploratorias la cuchara partida por otra mejorada, que tenga índices de área mucho menores, compatibles con la compacidad del suelo a muestrear (véase nota del traductor de pág. 337) (N. del T.).

** Como se advierte en el artículo 18, el ensayo de compresión simple es solo estrictamente aplicable a las arcillas normalmente consolidadas o poco preconsolidadas. Por ello, lo que en la tabla 45.2 se denomina resistencia a la compresión simple, para materiales de consistencia compacta o mayor, debe entenderse, en general, como el doble de la cohesión c_u no drenada, obtenida por medio de ensayos triaxiales. Se hace notar, además, que la relación entre número de golpes N y resistencia ha sido deducida como una correlación estadística, con muy amplia dispersión, como lo destacan los autores, ensayando arcillas marinas saturadas de origen preponderantemente glaciario. Por ello, su extensión sin control a otros tipos de arcillas saturadas y no saturadas suele resultar altamente cuestionable. De cualquier manera, la relación entre número de golpes y resistencia no puede tomarse sino como una primera aproximación grosera que da órdenes de idea, pero precisamente por ello sujeta a grandes errores emergentes de la amplia dispersión mencionada y de los efectos que muchos factores incontrolables pueden tener sobre el valor de N medido en el terreno (N. del T.).

de 30 metros. Cuando se sabe con anterioridad que el perfil del suelo es bastante uniforme y que será necesario extraer muestras en tubos de pared delgada, se toman las muestras continuas de los estratos de arcilla mientras se realizan las perforaciones exploratorias. La cuchara partida se utiliza solo en los otros estratos*.

Las muestras se envían al laboratorio en tubos sellados, comúnmente de 0,75 a 1 m de largo y, de preferencia, todas las muestras de arcilla de un pozo dado debieran ser ensayadas siguiendo el orden, de arriba hacia abajo, en que las mismas se suceden en la perforación.

Cada muestra se extrae del tubo por medio de un ajustado extractor a pistón, desplazándola de modo que continúe moviéndose con respecto al tubo en la misma dirección en que entró en éste. Si la fricción lateral causa una alteración exagerada o excesiva durante la extracción, el tubo se corta en secciones de 15 cm de largo por medio de una sierra para metales, mientras el suelo se corta con una sierra de alambre y la extracción se hace individualmente para cada sección.

Para los ensayos de rutina cada muestra se corta en secciones con longitudes iguales a 3 veces su diámetro, es decir, las muestras de 5 cm de diámetro se cortan en longitudes de aproximadamente 15 cm de largo. Si la primera probeta extraída de la parte superior del estrato de arcilla aparece como relativamente inalterada, se ensaya a la compresión simple o la compresión triaxial no drenada, primero, en su estado natural, y luego, una vez amasada completamente a contenido de humedad constante. La relación entre los dos valores da una medida de la sensibilidad de arcilla (artículo 8). Después la probeta se divide longitudinalmente en dos partes; una parte se utiliza para determinar el contenido de humedad y la otra se guarda en un frasco de vidrio con tapa hermética. Si las probetas que siguen son de la misma arcilla, con una consistencia similar, no se ensayan; su resistencia puede determinarse por estimación. Pero toda vez que una probeta difiere perceptiblemente en consistencia, color o apariencia general de la probeta que le precede, se repiten con la misma los ensayos descritos. El cambio de consistencia se revela por un cambio perceptible en la resistencia de la arcilla a la presión de los dedos. Las probetas superiores de cada tubo pueden estar mucho más alteradas que las otras; en este caso, los ensayos de compresión deben realizarse sobre una de las probetas menos alteradas.

La segunda probeta de cada tubo se parte longitudinalmente en dos. Una mitad entera se utiliza para determinar el contenido de humedad, y la otra se coloca en una atmósfera bastante húmeda con la superficie plana hacia arriba para que se seque lentamente. Hay un estado intermedio de desecación en que los detalles de estratificación se hacen claramente visibles. Llegado a dicho estado, deben anotarse las características de la estratificación indicando el color y el espesor aproximado de cada capa individual, el grado de perfección de la estratificación y otros detalles visibles. Las anotaciones se utilizan luego para preparar una descripción general de las

* Véase nota del traductor de pág. 343 (N. del T.).

características de estratificación de la arcilla. Toda vez que resulte posible, se fotografían algunas probetas típicas.

Las probetas siguientes, de 15 cm de largo, se utilizan también solamente para determinar su contenido de humedad y para la inspección visual. Si el experimentador examina 5 ó 6 probetas de esta manera sin notar un

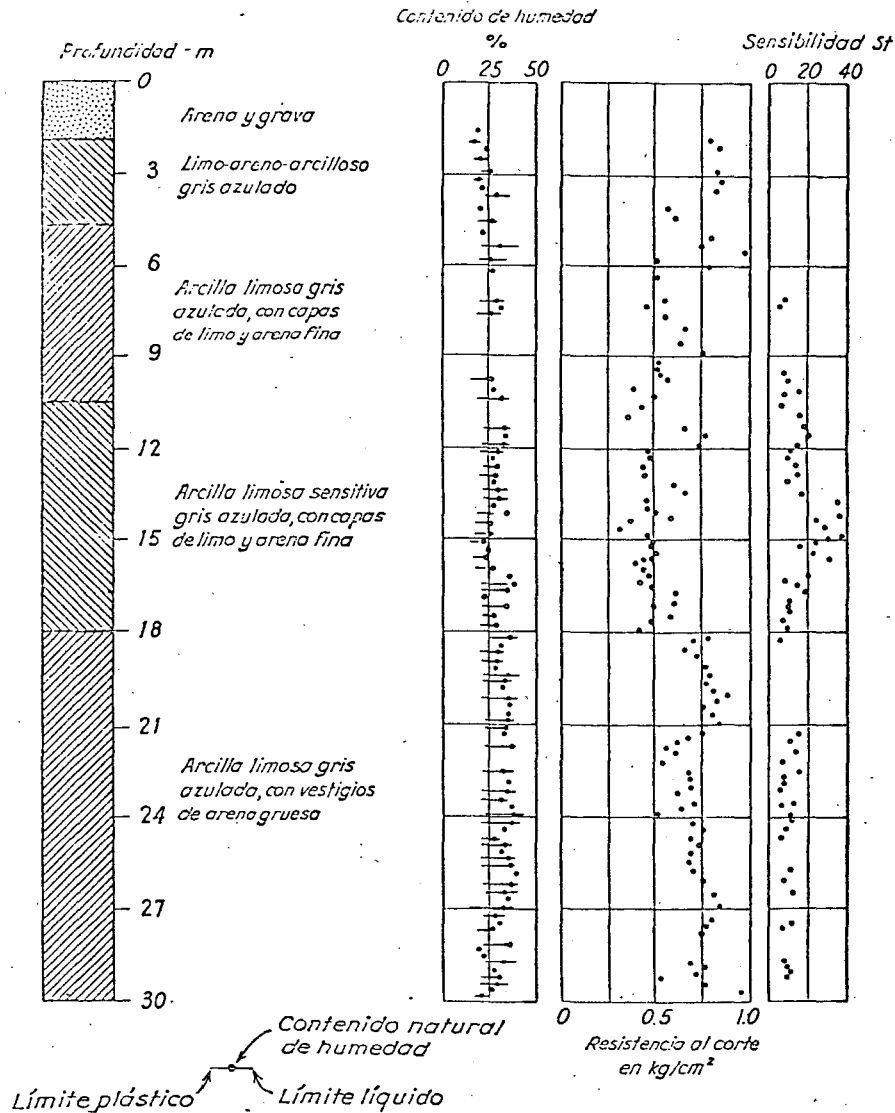


Fig. 45.5. Resultados de un relevamiento detallado de la resistencia, de los límites de Atterberg y del contenido natural de humedad del suelo de una perforación en arcilla efectuada con motivo de los deslizamientos causados por el terremoto del Viernes Santo ocurrido en Anchorage, Alaska (según Shannon y Wilson, 1964).

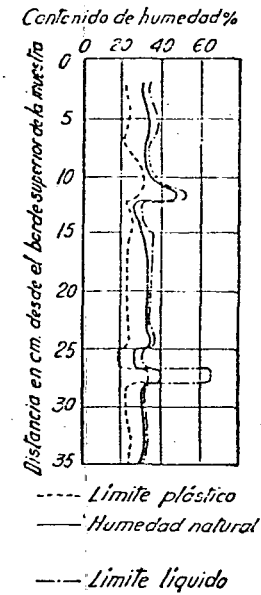


Fig. 45.6. Diagrama indicador de las variaciones que, dentro de un espesor de 30 centímetros de arcilla blanda glaciar, sufren las propiedades índice.

cambio evidente, ensaya la próxima probeta a la compresión, tanto en estado natural como después de amasada, y determina su contenido de humedad. Se sigue este procedimiento hasta encontrar una probeta que difiere materialmente de las que le anteceden, probeta que es sometida a los mismos ensayos que la primera de la serie, con lo cual se reanuda la rutina del procedimiento.

Si se desea un registro más detallado de la consistencia, cada una de las secciones de 15 cm de largo, mencionadas en el párrafo precedente, se secciona longitudinalmente en dos mitades y sobre cada una de ellas se realizan uno o dos ensayos con una veleta torque manual de pequeño diámetro, aplicándola a la superficie seccionada de una de dichas mitades. La otra mitad se usa para determinaciones de contenido de humedad, estudios de estratificación y otros ensayos apropiados. La figura 45.5 muestra los resultados de un análisis detallado de este tipo realizado sobre muestras de arcillas arenosas sensitivas altamente estratificadas, involucradas en una serie de deslizamientos causados por un importante terremoto (Shannon y Wilson, 1964). Los valores de la sensibilidad se calcularon sobre la base de los ensayos realizados con una veleta miniatura sobre porciones completamente amasadas de las muestras, en correspondencia con los lugares donde se realizaron los ensayos de la veleta torque.

Después de haber ensayado en la forma descrita las muestras de una perforación, se determinan los límites de Atterberg sobre trozos representativos de aquellas probetas que fueron sometidas a ensayos de compresión. Los resultados de los ensayos se representan en diagramas como los indicado:

en la figura 45.5, diagramas que deben ir acompañados de una breve descripción de las características de estratificación de la arcilla (no incluida en la figura).

Cuando el estudio se hace con el propósito de poder calcular el coeficiente de seguridad de taludes o de terraplenes con respecto a su rotura por deslizamiento, el conocimiento de los detalles de estratificación es por lo menos tan importante como el conocimiento de la resistencia de la arcilla, debido a que la mayor parte de la superficie potencial de deslizamiento puede hallarse situada dentro de una o varias capas o láminas de arena fina o limo grueso y no en la arcilla. En tales casos debe prepararse una descripción detallada y bien ilustrada de las características de estratificación. Deben, además, separarse algunas muestras típicas de las capas estratificadas para ser investigadas con más detalle, investigación que consiste en la determinación del contenido natural de humedad y de los límites de Atterberg de cada una de las capas que componen la muestra. La figura 45.6 muestra los resultados de una investigación de este tipo.

En todos los casos debe tratarse, dentro de lo posible, de determinar el grado de alteración de las muestras en tubo ensayadas, siguiendo para ello el procedimiento indicado en el artículo 44.

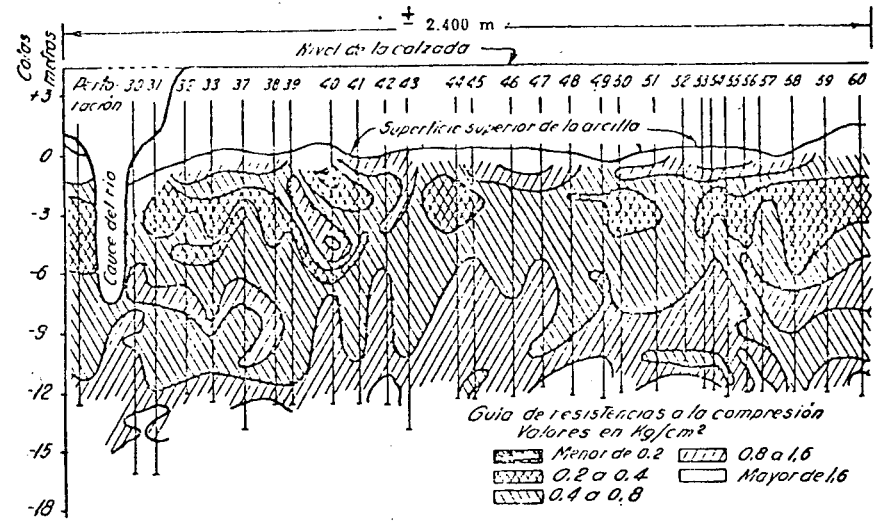


Fig. 45.8. Diagrama que muestra las variaciones en resistencia a la compresión simple de un estrato a'go errático de arcilla glaciar, en Chicago. (Según Terzaghi, 1943a).

Todos los estudios que se acaban de describir tienen aplicación en el caso de estratos de arcilla bastante homogéneos. Si los estratos presentes en el subsuelo tienen espesor y consistencia variables, el método de investigación debe ser modificado. En lugar de concentrar la atención en el ensayo de los suelos, el ingeniero debe esforzarse en investigar la topografía de los límites superiores e inferiores de las capas de arcilla y localizar las partes más duras y más blandas de las mismas. El método más expeditivo para obtener dicha información consiste en realizar un número grande de auscultaciones, completadas con perforaciones exploratorias. Después de reunir y estudiar los resultados de estas investigaciones, se ejecutan dos o tres perforaciones, de las cuales se toman muestras en tubos, perforaciones que deben situarse en los mejores y en los peores puntos de la zona en estudio. En las masas de suelo situadas entre estratos de arcilla, se sacan muestras con la cuchara partida y se ejecutan ensayos de penetración, y en la arcilla, se obtienen muestras continuas en tubos. La figura 45.7 representa una perforación de este tipo, que fue ejecutada en un depósito costanero compuesto situado sobre uno de los taludes de un valle anegado. Hacia la izquierda se muestra un resumen de las anotaciones del perforador. El primer diagrama indica las resistencias a penetración obtenidas de una auscultación hecha a corta distancia de la perforación, mientras que los otros dos contienen los resultados de los ensayos de laboratorio.

La figura 45.8 representa los resultados de una investigación sobre la resistencia a la compresión simple de un depósito de arcilla glaciar de características intermedias entre poco homogéneo y errático. La obra exigía una información general con respecto a la resistencia a la compresión de la arci-

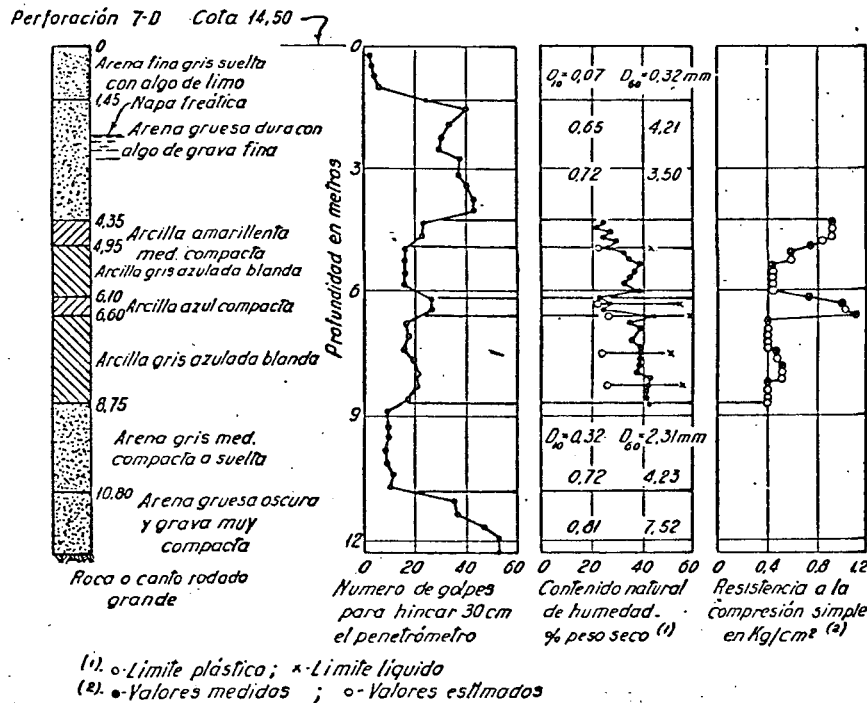


Fig. 45.7. Diagrama que representa el registro de una perforación, de una auscultación, y los resultados de los ensayos de suelo sobre muestras extraídas de una perforación en un depósito costanero compuesto.

lla, y a sus variaciones en sentido vertical y horizontal, pero los estratos individuales no eran suficientemente homogéneos como para justificar la asignación de valores medios fijos para sus propiedades físicas. Para satisfacer aquellas exigencias, se efectuaron cada 60 metros perforaciones para extraer muestras en tubos, las que fueron sometidas a los mismos ensayos que se ejecutan con las muestras continuas extraídas de estratos homogéneos. La excavación del túnel, pues tal era la obra en cuestión, demostró luego que los perfiles indicaban bien las características generales de los estratos de arcilla que se perforaban en cada sección. Como era de esperar, entre perforaciones, la dispersión en las propiedades de la arcilla con respecto al término medio era muy importante, hecho que exigió una vigilancia continua durante la construcción, pero una investigación más detallada del subsuelo hubiera sido impracticable y, además, antieconómica (Terzaghi, 1943a).

Compresibilidad de los estratos de arcilla saturada

La compresibilidad de los estratos de arcilla interesa como propiedad porque es la causante de los asentamientos progresivos y, además, porque de ella depende la rapidez del aumento paulatino de resistencia al corte que se origina cuando el estrato es sometido a una sobrecarga. Cualquiera sean las consecuencias prácticas de la compresibilidad, solo puede hacerse una previsión adecuada de sus efectos cuando los estratos de arcilla son continuos y bastante homogéneos.

Si el subsuelo contiene un estrato continuo de arcilla bastante homogénea, el asentamiento que sufre la superficie bajo la acción de cualesquiera cargas es en todo punto aproximadamente proporcional a la presión media que las cargas producen en la arcilla en dicho punto. La intensidad y distribución de presiones en la arcilla puede calcularse con los métodos descritos en el artículo 40. A su vez con estos resultados y los obtenidos de los ensayos del suelo, pueden calcularse los asentamientos que originarán las cargas y construir las curvas de igual asentamiento.

En obras de menor importancia, con fundaciones situadas por encima de estratos homogéneos de arcilla saturada, no se requieren otras investigaciones del suelo que las que son de rutina con la cuchara partida u otro sacamuestras común, que en caso de arcilla incluyen la determinación del límite líquido y el límite plástico. La ecuación 13.11 proporciona la relación estadística entre dicho límite y el índice de compresión C_c de modo que, para arcillas normalmente consolidadas de sensibilidad normal, puede calcularse el asentamiento utilizando el valor de C_c derivado de dicha ecuación, que en estos casos es suficientemente correcta para propósitos prácticos. Sin embargo, si la arcilla es extrasensitiva, el valor correcto de C_c es casi seguro mucho mayor que el calculado, salvo que fuese preconsolidada, en cuyo caso es considerablemente menor. La sensibilidad viene indicada por el efecto que el amasado tiene sobre la resistencia a la compresión de las muestras de la cuchara partida. La existencia de una preconsolidación puede ser comúnmente deducida de las características geológicas del lugar de la obra.

En obras importantes, donde se requiera una previsión más exacta de

los asentamientos, se necesitan estudios adicionales, los que consisten antes que nada en la obtención de muestras en tubos de pared delgada, extraídas de perforaciones espaciadas no más de 30 metros entre sí. Las muestras continuas obtenidas de tales perforaciones son sometidas a los mismos ensayos que fueron prescritos para determinar la resistencia al corte de estratos homogéneos de arcilla, con la única diferencia de que, para obtener una información adecuada sobre la sensibilidad del material, solo se necesita la ejecución de ensayos de compresión en muestras representativas de una sola de las perforaciones.

Después de haber representado los perfiles de contenido de humedad de todas las perforaciones en diagramas similares al de la figura 45.5a, se elige una perforación representativa. Cerca de dicha perforación se ejecuta una de gran diámetro para extraer muestras inalteradas con un diámetro mínimo de 4 pulgadas, que serán luego sometidas a ensayos de consolidación.

Debido a la gran cantidad de tiempo y trabajo que demandan los ensayos de consolidación, no resulta en general posible ensayar más de 10 a 15 muestras sin que se produzca una demora inadmisibles en los estudios respectivos. Pero, aun en estratos relativamente homogéneos, las propiedades de la arcilla suelen variar de punto a punto en una forma considerable. Por ello, las características de compresibilidad de un material de este tipo solo pueden determinarse, con un gasto razonable, por medio de las relaciones estadísticas entre la compresibilidad y las propiedades índice de la arcilla.

De todos los ensayos indicados en la tabla 9.1 como ensayos de rutina para arcillas, el más económico y conveniente es el de la determinación de humedad. En efecto, el contenido natural de humedad se halla más íntimamente relacionado con la compresibilidad de las distintas partes de un estrato de arcilla que cualquier otra de las propiedades índice. Por ello, la manera más conveniente de determinar la compresibilidad media de un estrato de arcilla consiste en derivarla de una relación estadística entre contenido natural de humedad y la compresibilidad de los componentes del estrato.

El asentamiento originado por la consolidación de una capa de arcilla normalmente consolidada, con una relación de vacíos promedio e_0 , depende solo del índice de compresibilidad C_c del material, siempre y cuando las otras condiciones sean idénticas. La experiencia ha mostrado (Rutledge, 1939) que la relación entre el contenido natural de humedad y la *relación de compresión* $C_c/(1 + e_0)$ puede ser aproximadamente representada, en el caso de tales arcillas, por medio de una ecuación lineal. Para sacar ventajas de esta relación, se realizan ensayos de consolidación con varias muestras de la arcilla y luego se representan los valores de $C_c/(1 + e_0)$ en función del contenido natural de humedad, en la forma en que lo ilustra la figura 45.9. Todos los puntos que representan valores deducidos de ensayos individuales están situados cerca de una línea recta, siendo la dispersión de valores experimentales, con respecto al término medio de $C_c/(1 + e_0)$ para un contenido natural de humedad dado, la indicada por la distancia vertical entre líneas punteadas.

Una vez obtenida la relación entre contenido natural de humedad y

relación de compresión, el próximo paso estriba en hacer uso de dicha relación para calcular los valores de $C_c/(1 + e_0)$ que corresponden al contenido natural de humedad de todas las muestras en tubos de dos pulgadas (5 cm de diámetro interno) que se han ensayado, y finalmente determinar el término medio de $C_c/(1 + e_0)$ por un procedimiento adecuado, ya sea aritmético o geométrico. Dicho valor puede entonces utilizarse directamente en la ecuación 13.8 para calcular el asentamiento.

Cuando una arcilla es preconsolidada, la ecuación 13.8 no puede utilizarse y el método de cálculo de los asentamientos debe adaptarse a las características de consolidación del material.

Si la obra requiere el más alto grado de exactitud que puede razonablemente alcanzarse, se deben obtener las mejores muestras inalteradas posibles para construir la curva e-log p del terreno en la forma indicada por el procedimiento ilustrado en la figura 13.10. Sin embargo, por las razones expuestas en el artículo 13, cualquiera sea el método utilizado, para arcillas preconsolidadas, es generalmente imposible hacer una previsión razonablemente exacta de los asentamientos.

La figura 56.8 ilustra sobre el grado de exactitud que puede alcanzarse en el cálculo de la distribución de los asentamientos en el área ocupada por un edificio de planta compleja, aunque simétrica, situado por encima de un estrato de arcilla bastante homogéneo. La parte izquierda indica la distribución real de asentamientos y la derecha, los valores calculados, siendo de destacar la concordancia de forma entre ambos conjuntos de curvas.

Cuando el perfil es errático, no es posible obtener resultados tan buenos, pues el asentamiento de los edificios no depende en tales casos solo de la intensidad y distribución de las cargas sino que también de las variaciones en la compresibilidad del subsuelo. Además, la velocidad con que se produce el asentamiento depende en cada punto del grado de continuidad de las capas y bolsones de material no cohesivo presente en el subsuelo, continuidad que puede variar de punto a punto, como lo ilustra el caso indicado en la figura 45.10. Dicha figura representa los resultados de algunas de las perforaciones realizadas en un depósito costanero compuesto situado en la ribera sur del lago Erie, cerca de Cleveland. A pesar de que se ejecu-

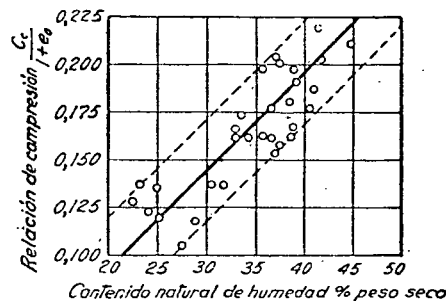


Fig. 45.9. Relación estadística entre contenido natural de humedad y la relación de compresión de muestras de arcilla de una perforación, en Boston, Mass. (Según R. E. Fadum).

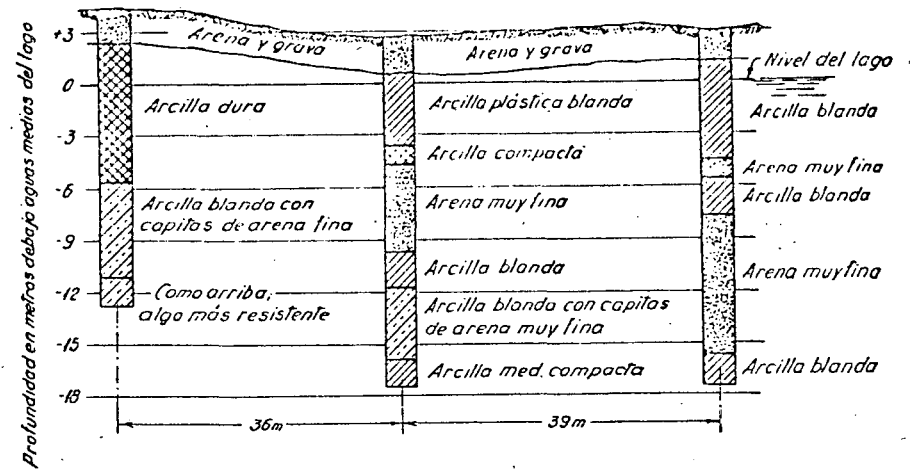


Fig. 45.10. Depósito errático costanero en el lago Erie, cerca de Cleveland.

taron más de 100 perforaciones, distanciadas entre sí en no más de 30 metros, no resultó posible deducir de las mismas si las capas de arcilla eran continuas o no.

Cuando el perfil del subsuelo es errático, la extracción de muestras inalteradas y las investigaciones elaboradas del suelo son tareas que se hallan completamente fuera de lugar. Se pueden obtener datos de un valor práctico mucho mayor ejecutando un número grande de auscultaciones, completadas con perforaciones exploratorias, pues los resultados de tales investigaciones por lo menos informan al proyectista sobre la situación exacta de los puntos de la obra donde se hallan las zonas de material más blando y aquellas de material más resistente. Luego pueden ejecutarse dos o tres perforaciones para extraer muestras inalteradas en tubos con el objeto de obtener alguna información sobre los detalles de la estratificación y sobre la sensibilidad de la arcilla encontrada en las perforaciones exploratorias. El asentamiento máximo se estima en forma aproximada por medio de la relación estadística entre el límite líquido y el índice de compresión C_c . Cuando se va a estudiar si una estructura será capaz de soportar el asentamiento previsto, es necesario tener bien en cuenta la distancia entre los puntos más débiles y los más resistentes del subsuelo. Ahora bien, aun los resultados de una investigación muy elaborada de las propiedades del suelo difícilmente podrían agregar algo útil a los datos obtenidos con el procedimiento recomendado.

Resumen de los procedimientos a seguir para el reconocimiento del terreno

Según se deduce del análisis que se acaba de realizar, el reconocimiento del terreno implica la ejecución de una serie de operaciones, de las cuales la primera consiste en decidir la profundidad y el espaciamiento de las perforaciones exploratorias.

Si la estructura a construir es un edificio, la práctica corriente requiere la ejecución de una perforación cada 200 metros cuadrados de la superficie ocupada por el edificio. Por otro lado, si se trata de la construcción de un muro de sostenimiento o de una excavación a cielo abierto, es usual ejecutar por lo menos una perforación cada 30 metros de longitud de muro o de excavación. Sin embargo, todas estas reglas están basadas más en motivos convencionales que en consideraciones racionales; pues, si el subsuelo es errático, es común que se puedan obtener datos mucho más útiles, en menos tiempo y con un costo menor, combinando las perforaciones exploratorias con auscultaciones.

La profundidad a que deben llevarse las perforaciones exploratorias depende de si el subsuelo contiene o no capas de arcilla blanda. Si las condiciones geológicas del lugar, o bien los resultados arrojados por perforaciones previas realizadas en la zona, excluyen esta posibilidad, no se necesita llevar las perforaciones a una profundidad mayor de 5 a 10 metros por debajo del plano de fundación*. Por otro lado, cuando se sospecha que el subsuelo puede contener capas de arcilla blanda a una profundidad desconocida, solo es dable llegar a una decisión correcta sobre la profundidad mínima a que deben llevarse las perforaciones por medio de una estimación de la máxima profundidad hasta la cual la presencia de una capa de arcilla blanda puede aún ejercer una influencia significativa sobre el comportamiento de la estructura a construir.

Las investigaciones a realizar, después de ejecutadas estas perforaciones y auscultaciones exploratorias, dependen de la importancia de la obra, de la naturaleza del problema que la misma presenta y de las condiciones del subsuelo.

En trabajos de rutina, como las fundaciones de edificios o puentes comunes, no se requiere otra investigación que no sea la realización de ensayos de rutina sobre las muestras extraídas con la cuchara partida u otro sacamuestras adecuado (véase tabla 9.1). Cuando la obra es muy grande, o de características poco comunes, puede resultar necesario realizar uno o varios de los estudios suplementarios descritos en las páginas anteriores. Después de haber analizado dichos estudios, el ingeniero debe decidir si las conclusiones basadas en los datos obtenidos pueden considerarse como finales o si la incertidumbre que aún queda requiere que se proyecte un sistema de mediciones para observar el comportamiento del suelo, o de la obra, durante su construcción. Debido a la importancia de las consecuencias prácticas que pueden derivar de dichas incertidumbres, las mismas son tratadas en detalle al final de este artículo.

El resumen que se acaba de hacer con respecto a las operaciones a efectuar durante el reconocimiento del terreno demuestra que raramente el mismo puede ejecutarse siguiendo procedimientos simples que solo exigen obedecer en forma consciente a un conjunto de reglas bien establecidas.

* Debe entenderse que las profundidades señaladas son indicativas y válidas cuando el subsuelo está constituido por arena o suelos de características similares. Caso contrario, dependen también del tamaño de la fundación y de la carga. (N. del T.)

Por ello, a menos que el ingeniero que las realiza posea un criterio de una madurez acabada y haya tenido una experiencia práctica variada, puede malgastarse mucho tiempo y dinero.

En cada una de las operaciones descriptas, un conocimiento cabal de la geología de las masas sedimentarias no consolidadas es una ventaja de un valor inestimable, debido a que el conocimiento real derivado de las investigaciones del terreno se limita siempre a las condiciones del suelo a lo largo de líneas verticales muy apartadas entre sí. Se ha dicho ya en el artículo 43 que los resultados obtenidos de la internación y de las estimaciones sobre las posibles dispersiones pueden conducir a conclusiones muy erróneas, a menos que el investigador tenga una concepción suficientemente clara de lo que podríamos llamar la anatomía del cuerpo de suelo que está estudiando. El conocimiento de la geología de la región se necesita también para determinar si los estratos de arcilla que presenta el lugar de la obra han estado alguna vez sujetos a cargas mayores que las que le impone en el presente la cubierta y, en caso positivo, proporcionar elementos de juicio que sirvan para estimar la magnitud que alcanzó dicha presión.

Cuanto mayor sea la obra, tanto mayor será la necesidad de suplementar los resultados de las investigaciones del suelo por medio de datos derivados exclusivamente de fuentes geológicas, pues en obras grandes suele resultar físicamente imposible —desde el punto de vista práctico— ejecutar un estudio detallado del suelo.

Discrepancias entre la realidad y las hipótesis basadas en el reconocimiento del terreno

Los resultados obtenidos del reconocimiento del terreno de cualquier obra, sea grande o pequeña, son en última instancia condensados en un conjunto de hipótesis que constituyen las bases del proyecto. Los pasos que conducen a este resultado final involucran varios procesos de interpolación y correlación basados en relaciones estadísticas, razón por la cual las hipótesis están siempre, en alguna medida, en desacuerdo con la realidad. La importancia relativa de estas discrepancias entre hipótesis y realidad es, como se explica en detalle a continuación, muy distinta según cuál sea el tipo de hipótesis en consideración.

Las hipótesis relativas al ángulo de fricción interna de suelos arenosos, a la densidad relativa de arenas y a la compresibilidad media de estratos de arcilla pertenecen a una misma categoría. Los errores inherentes a estas hipótesis dependen principalmente del número y de la calidad de los ensayos del terreno que proporcionan los datos básicos. Por ello, dichos errores pueden considerarse, sin temor, como una consecuencia de un reconocimiento inadecuado del terreno, siempre y cuando el perfil del suelo sea relativamente simple. Sin embargo, no puede demostrarse, con ningún ensayo, si una arena muy suelta, parcial o totalmente sumergida, tiene o no las características peligrosas de que se habla en el artículo 17. Por esta razón, siempre debe suponerse que las arenas sueltas sumergidas pueden

llegar a transformarse en un líquido por efecto de una pequeña provocación, a menos de que sean compactadas por medios artificiales.

La determinación exacta de los valores medios de los coeficientes de permeabilidad k_I y k_{II} de un estrato cualquiera de suelo, utilizando los resultados de ensayos, es una operación impracticable, ya que los valores de k_I y k_{II} dependen de detalles estructurales de los estratos que no pueden ser detectados por ningún método de exploración del subsuelo. No obstante, si se elige con buen criterio y se utiliza con inteligencia el método a emplear en la determinación de la permeabilidad, pueden obtenerse valores límites bastante correctos casi en cualquier circunstancia. La diferencia entre los valores límites y el valor medio real no puede ser determinada, pero para muchos problemas prácticos solo se necesita un conocimiento de los valores límites.

En este aspecto, el problema más difícil se presenta cuando se trata de predecir las presiones que se originarán en el agua de los poros de capas estratificadas de arena, o de estratos de arcilla que contienen delgadas capas de material más permeable. Debido a que, bajo condiciones hidráulicas dadas, la intensidad y distribución de las presiones en el agua de los poros depende, en un grado aún mayor que el coeficiente medio de permeabilidad, de detalles estructurales imposibles de detectar, los datos que se obtienen del reconocimiento del subsuelo tienen un valor real muy relativo. Por ello, si la seguridad, con respecto a rotura de una fundación, o de una masa de suelo con respecto al deslizamiento, depende de las presiones del agua de los poros, las hipótesis fundamentales que se efectúan referentes a dicha presión no deben merecer confianza excesiva en ninguna circunstancia, cualquiera sea el cuidado con que se haya efectuado la exploración del subsuelo.

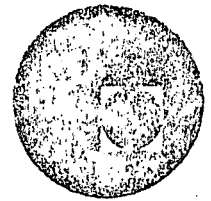
En casos como éstos, las hipótesis en que se basa el proyecto no deben ser consideradas más que como hipótesis de trabajo, sujetas a revisión como consecuencia de los resultados de observaciones efectuadas en la obra durante la construcción. Prácticamente todos los fracasos y roturas de fundaciones de diques, y de otras estructuras hidráulicas, pueden ser atribuidos a un exceso, no justificado, de confianza en hipótesis de alguna naturaleza, y muchos de ellos podrían haberse evitado con observaciones adecuadas del comportamiento de la obra durante la construcción.

Si se consideran las pérdidas de vida y de capital que involucra la rotura de una estructura hidráulica importante, un exceso de confianza en las hipótesis en que se basa el proyecto original, y la omisión de prever las observaciones que deben realizarse en la obra para investigar cuáles son las condiciones reales, debe considerarse, teniendo en cuenta el estado actual de nuestro conocimiento, como una negligencia imperdonable.

A pesar de que no se puede tener confianza en los valores de la presión en el agua de los poros determinados por cálculo, nunca debe omitirse dicho cálculo, pues sus resultados sirven un propósito vital. Constituyen la base para valorar peligros posibles, para preparar el programa de observaciones en el terreno, indispensables para descubrir durante la construcción un peligro inminente, y para interpretar los resultados de tales observaciones.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE CIMENTACIONES

PROBLEMAS TÍPICOS DE FALLA POR ESFUERZO
CORTANTE

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.

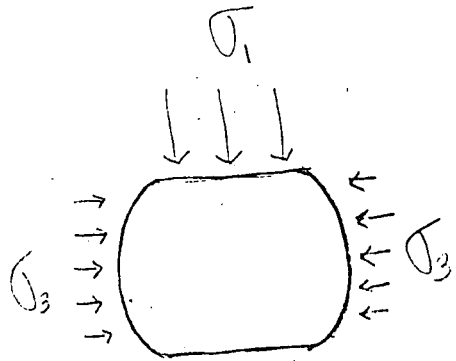


TYPICAL PROBLEMS IN SHEARING RESISTANCE

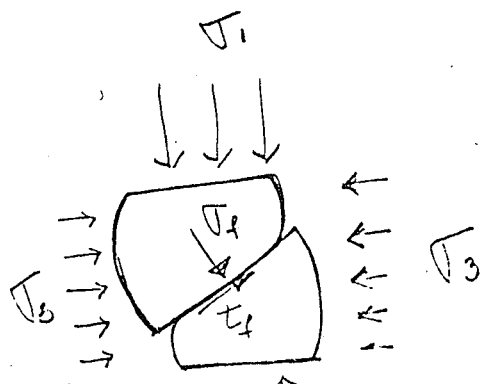
1. On a certain element in a homogeneous solid under stress the major principal stress is found to be 10,000 pounds per sq. in. compression and the minor principal stress is 3000 pounds per sq. in. tension. What are the normal and shearing stresses on a plane making an angle of 10° clockwise with the major principal plane?
2. On two perpendicular planes in a homogeneous solid the shearing stresses are found to be 1000 pounds per square inch on each and the normal stresses 2000 pounds per sq. in. and 6000 pounds per sq. in. What are the corresponding principal stresses and what is the angle between the principal planes and the planes given above?
3. In an axial compression test on a concrete cylinder the ultimate compressive strength was found to be 3000 pounds per sq. in. and the cylinder failed on a plane making an angle of 60° with its base. What is its angle of internal friction, assuming a straight line relationship between normal pressure and ultimate shearing stress? What were the normal and shearing stresses in the plane of failure?
4. In a direct shear test a sand under a normal pressure of 3 kg. per sq. cm. failed at a shearing stress of 2 kg. per sq. cm. What is the angle of internal friction for this sand and what were the major and minor principal stresses?
5. If a cylindrical sample of the sand in question 4 were confined in a rubber membrane and subjected to an all-around external hydrostatic pressure equivalent to 15 inches of mercury head, what additional axial pressure would be necessary to cause failure? What would the normal and shearing forces in the plane of failure be under these conditions?
6. The compressive strength of a concrete cylinder is 2800 lbs. per sq. in. and it is found to have an angle of internal friction of 34° . Assuming a straight-line relationship between normal stress and ultimate shearing stress, what maximum compressive stress can a spirally reinforced column of this concrete carry if the spiral reinforcement exerts an average lateral pressure of 1000 lbs. per sq. in.?
7. A timber beam 12" wide by 24" deep carries a uniform load of 1000 lbs. per lineal foot over a 10'-0" span. What are the directions and magnitudes of the maximum tensions one foot and two feet from the points of support at the bottom, at the neutral axis, and at points six inches above the bottom of the beam? What are the directions and magnitudes of the maximum shearing stresses at these points.
8. Describe with appropriate sketches, how the relationship between normal pressure and shearing strength can be determined by a series of triaxial compression tests with different lateral pressures.
9. A cylindrical specimen of dry sand, surrounded by a rubber membrane, is exposed to an all-around pressure of 3 kg/cm². The angle of internal friction of this sand is 40° . To what pressure must the vertical load on the specimen be increased to cause it to fail? Would you expect a visible shearing failure (sudden failure) or a gradual deformation without sudden changes?

10. What is meant by the terms "failure due to plastic flow" and "failure due to rupture"?
11. A sample of sand in a direct shearing machine, subjected to a vertical stress of 9.75 kg. per sq. cm. failed under a shearing stress of 2.40 kg. per sq. cm. Determine the directions and magnitudes of the principal stresses on an element of the soil in the plane of failure.
- ? 12. The angle of internal friction of a silt was found to be 30° . Determine by means of Mohr's circle of stress the strength the material would have in an unconfined compression test (compressive strength) if the capillary pressure were equal to 1.2 kg/cm².
- ? 13. A cylindrical sample of silt at the shrinkage limit failed in an unconfined compression test under a pressure of 10 kg/cm². A well-defined shearing plane resulted, making an angle of 60 degrees with the horizontal. What was the capillary pressure exerted upon the surface of the specimen? (Sketch Mohr's diagram in order to facilitate computation.)
14. Derive the general relationship between minor and major principal stress at the condition of failure, if the relationship between normal pressure and shearing strength is represented by the following equation $\tau = c + \sigma \tan \phi$.
15. What are the minimum and maximum possible horizontal pressures exerted at a depth of three feet on a vertical face in a bed of sand with an angle of internal friction of 34° and a void ratio of 0.85. The surface of the sand is horizontal. Assume a specific gravity of 2.67.
16. What are the coefficients of active earth pressure and passive earth pressure? Derive, by means of Mohr stress diagrams, Rankine's values for these coefficients.

10.- When the axial stress reaches a critical value and the specimen fails. Depending on whether the stress-strain curve shows only a small drop after failure, or drops off sharply, one will find that the corresponding type of failure is plastic flow, or rupture respectively, in the first case the specimen fails by bulging, sometimes showing traces of shear surfaces; in the second case failure occurs abruptly, accompanied by the appearance of one or more shear cracks.



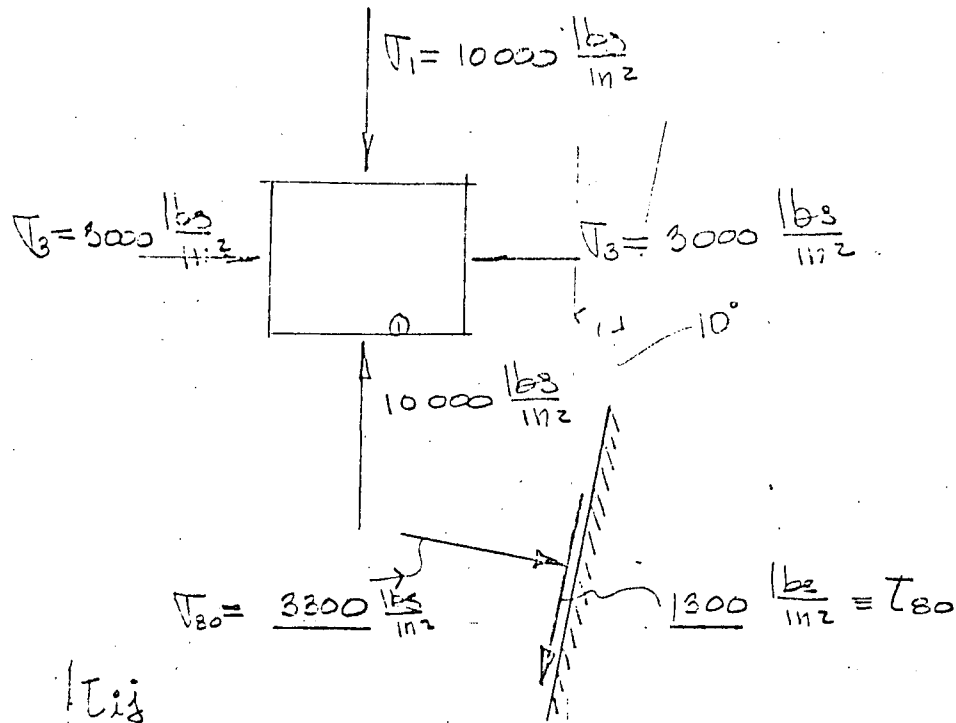
plastic flow failure



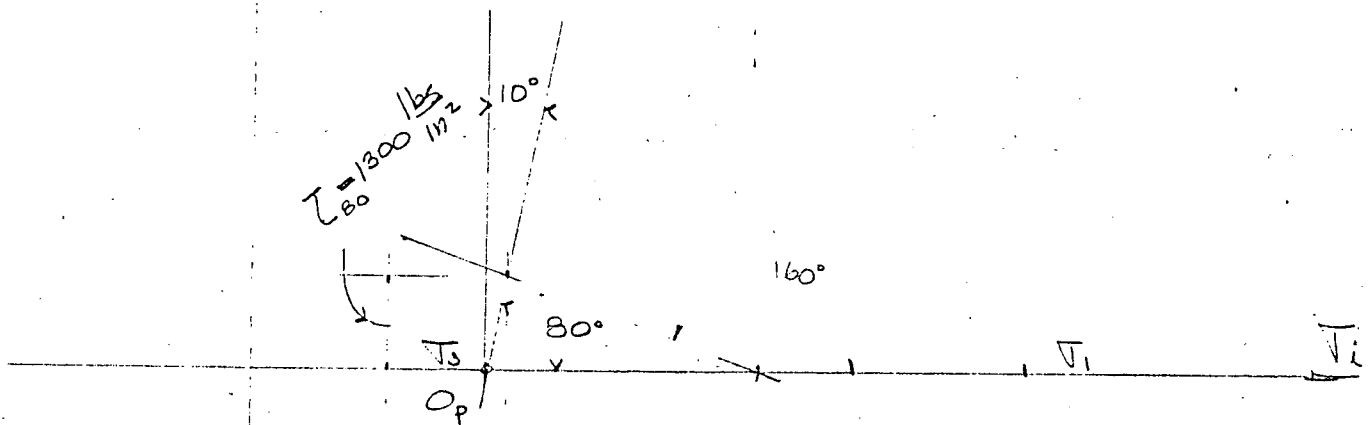
shear failure or due to rupture

Problem #1

Porfirio Ballesteros



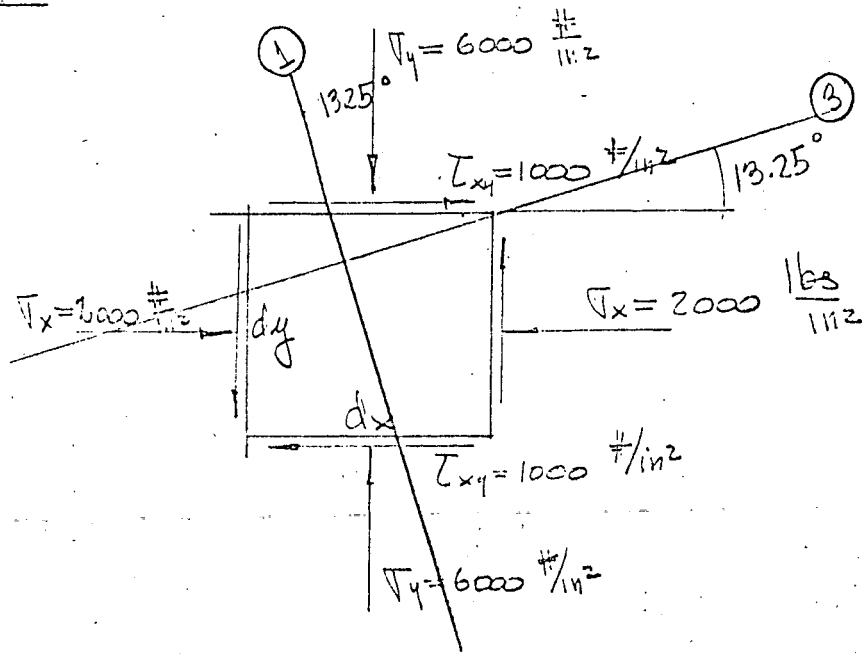
τ_{ij}



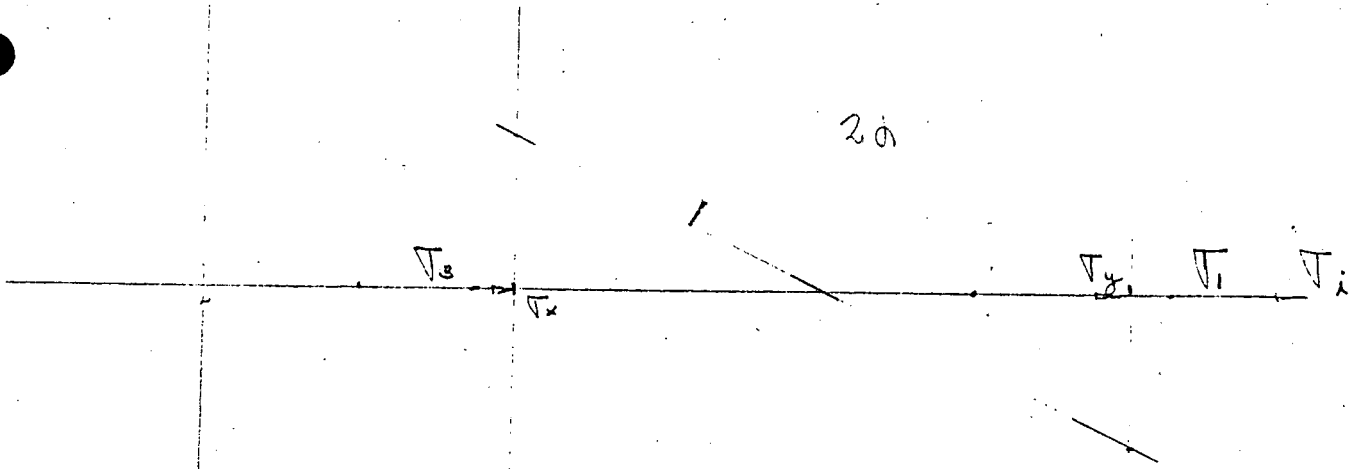
$$\sigma_{80} = 3300 \frac{lb}{in^2}$$

$O_p =$ origin of planes in this particular case

Problem #2



τ_{xy}



$$\sigma_1 = 6250 \text{ #/in}^2$$

$$\sigma_3 = 1750 \text{ #/in}^2$$

$$\tau_{xy} 2d = \frac{1000}{2000} = 0.5$$

$$2d = 26.5^\circ$$

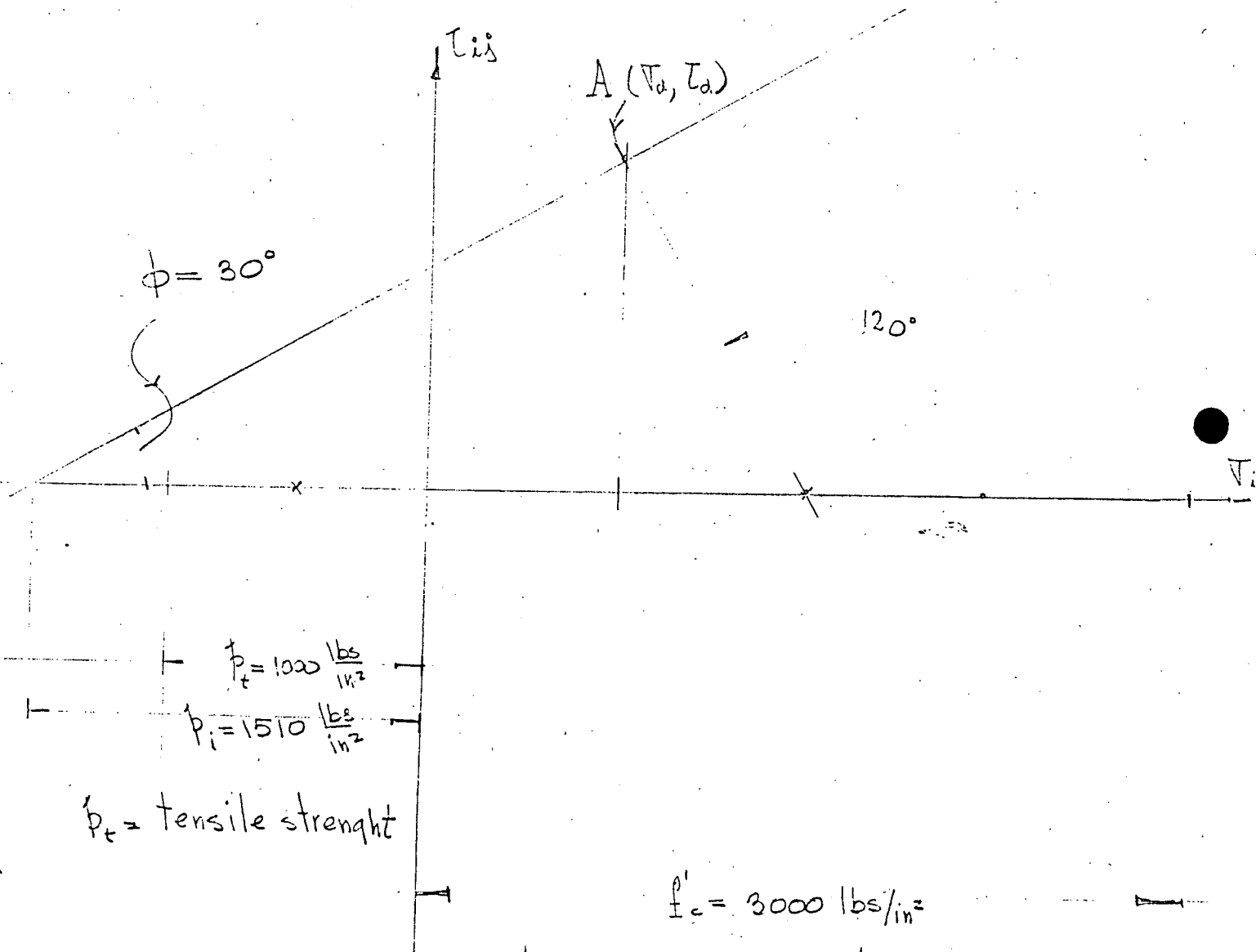
$$d = 13.25^\circ$$

that is in accord to the directions assumed for " τ "

Problem #3

Porfirio Ballesteros 215 ✓

$$f'_c = 3000 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2}$$
$$\theta' = 60^\circ$$



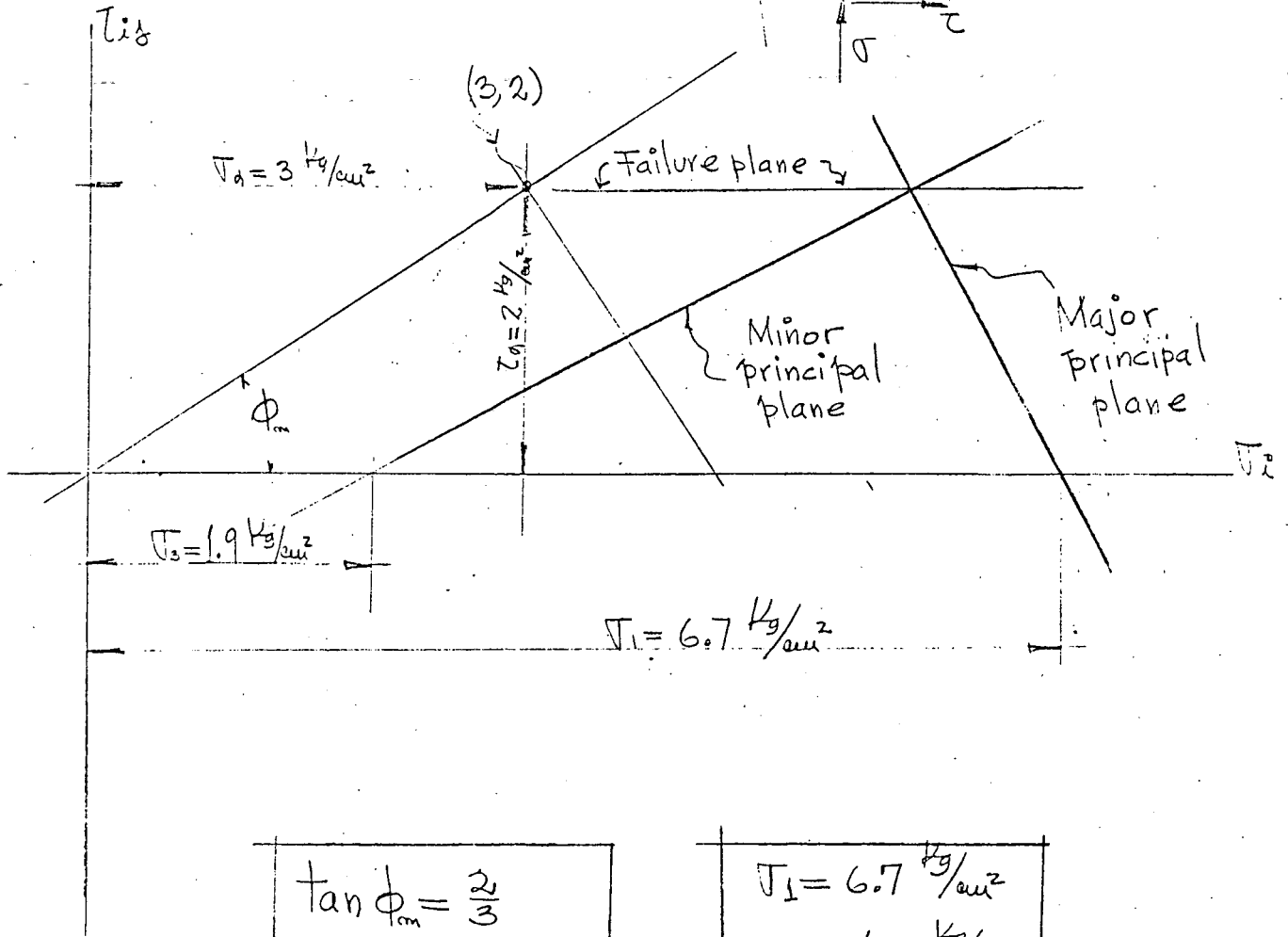
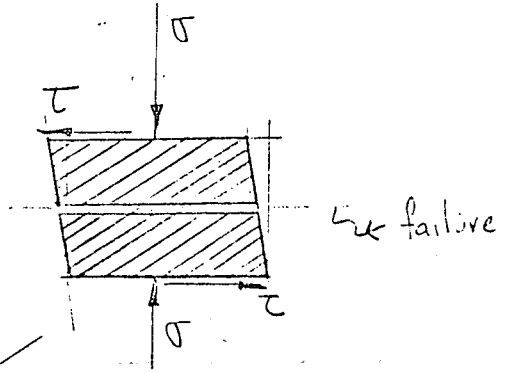
$\tau_a = 1300 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2}$
$\sigma_a = 750 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2}$
$\phi = 30^\circ$

Problem #4

P. Ballesteros 2/16

Direct shear stress at failure

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_a &= 3 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\tau}_a &= 2 \text{ Kg/cm}^2 \\ \phi_{cm} &= ? \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \tan \phi_{cm} &= \frac{2}{3} \\ \phi &= \tan^{-1} \frac{2}{3} = 34^\circ \end{aligned}$$

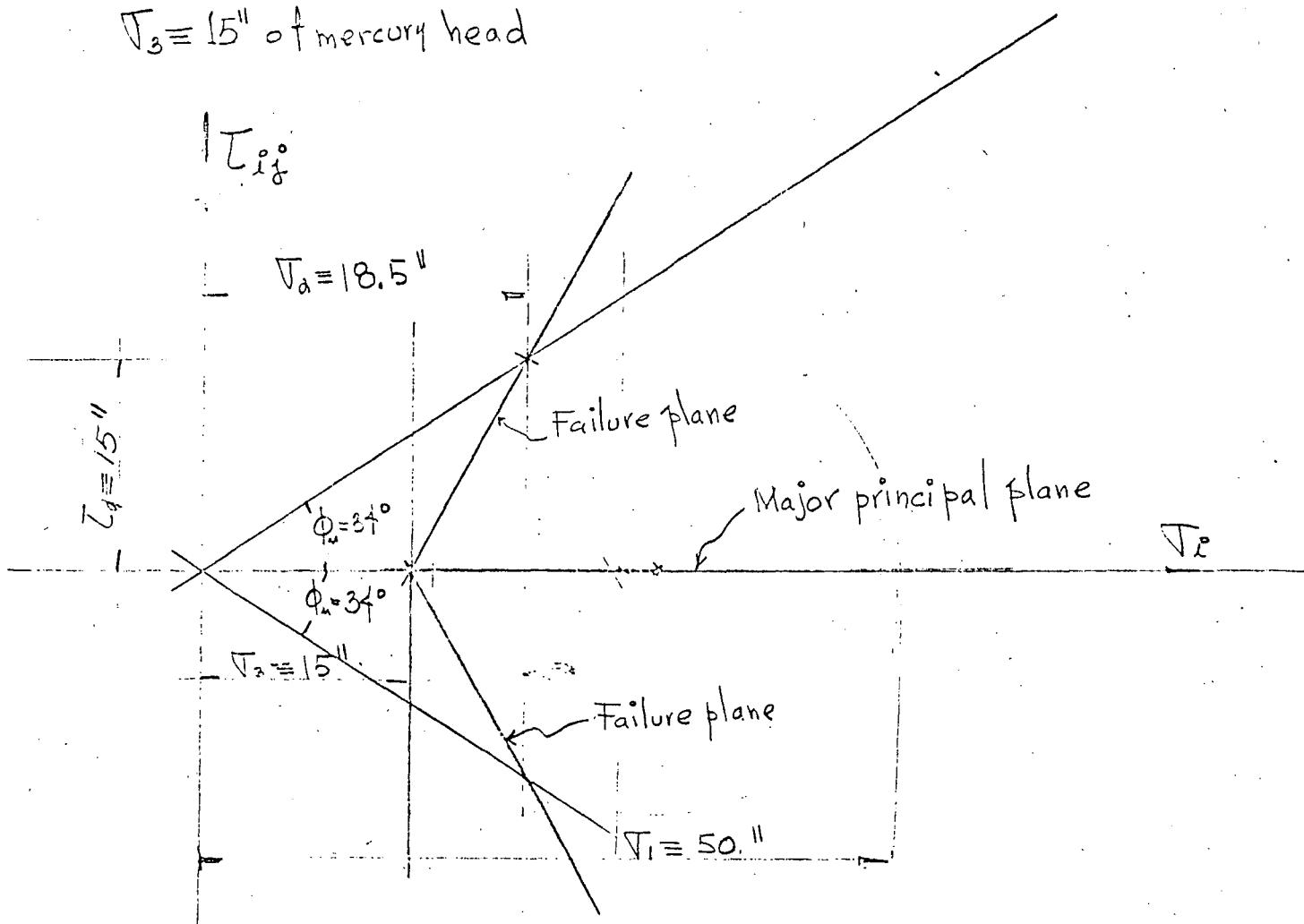
$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 6.7 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_3 &= 1.9 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Problem #5

(Cylindrical compression test at failure)

From problem #4 ; $\phi = 34^\circ$

$\sigma_3 = 15''$ of mercury head



$\sigma_1 = 35''$	of mercury head	(additional axial pressure, to cause failure)
$\sigma_a = 18.5''$	--	--
$\tau_a = 15''$	--	--
} stresses in plane of failure		

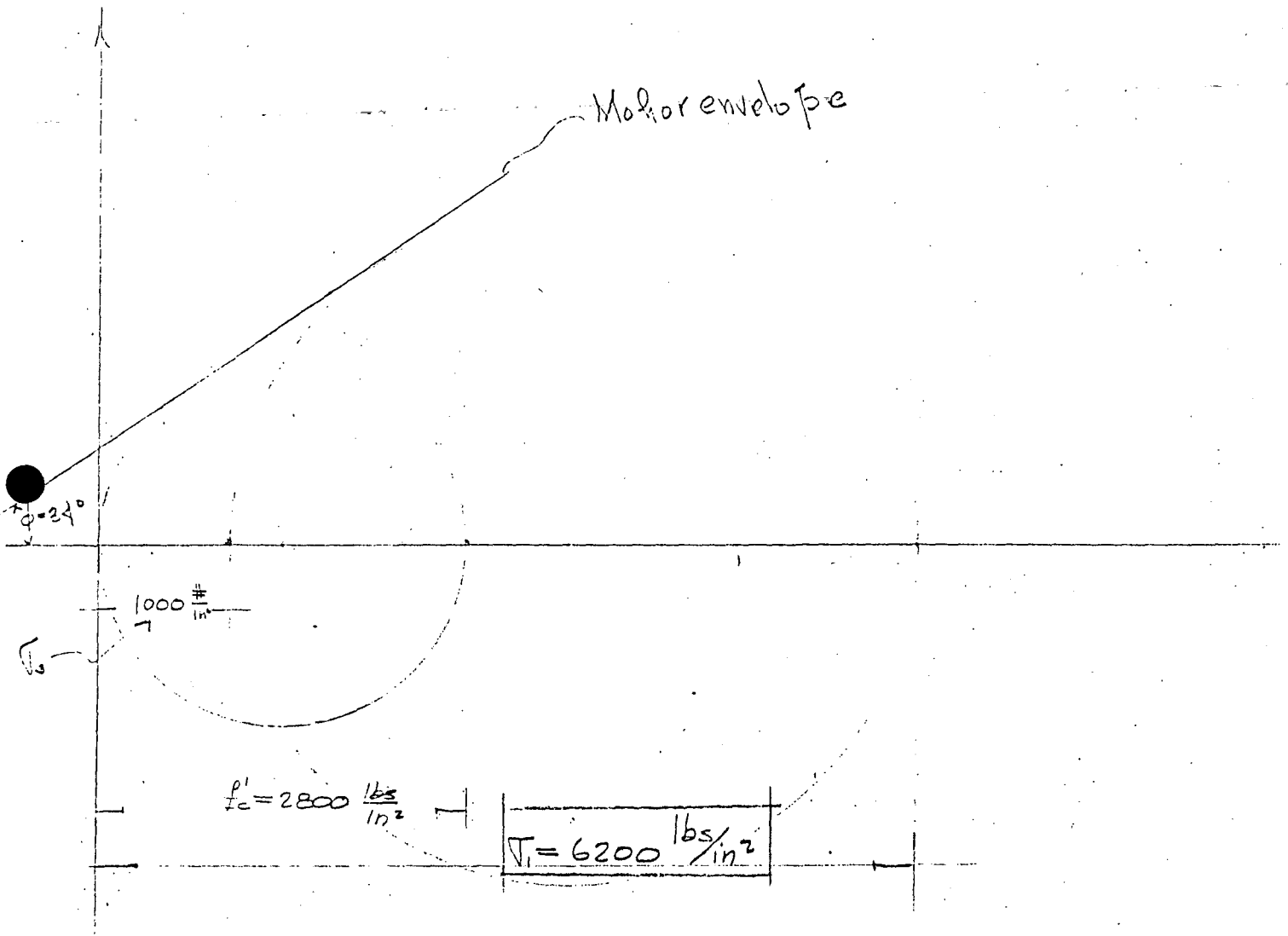
Problem #6

Porfirio Ballesteros 218

$$f'_c = 2800 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2}$$

$$\phi = 34^\circ$$

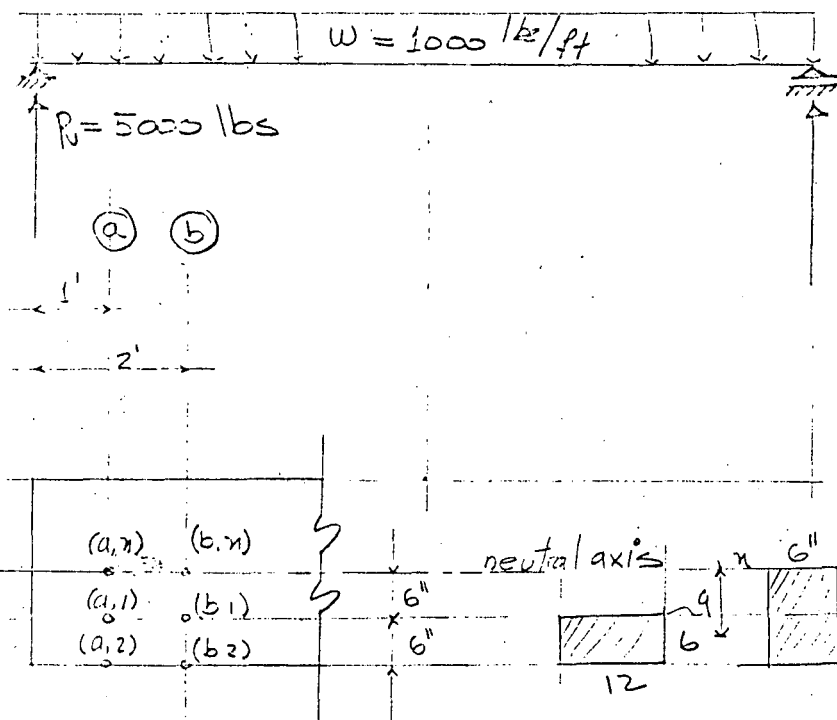
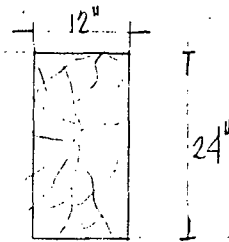
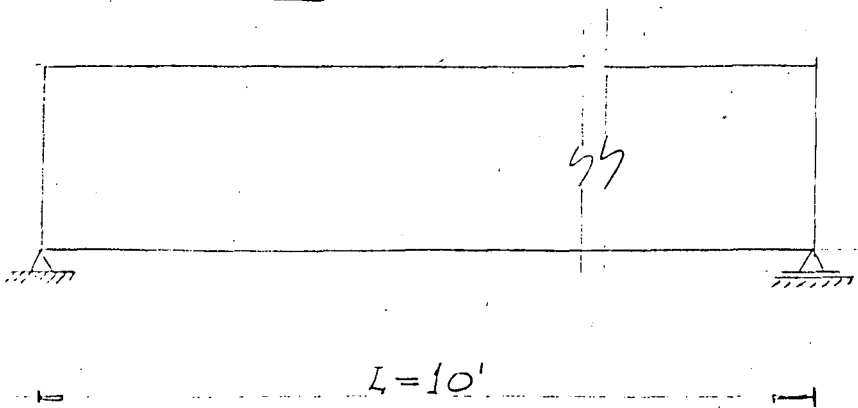
$$T_s = 1000 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2}$$



Problem #7

$$w = 1000 \text{ lbs/ft}$$

219



$$V_x = R - wx$$

$$V_a = 5000 - 1000 = 4000 \text{ lbs}$$

$$V_b = 5000 - 2000 = 3000 \text{ lbs}$$

$$M_x = Rx - \frac{wx^2}{2}$$

$$M_a = 5000 \times 1 - \frac{1000(1)^2}{2} = 4500 \text{ lbs-ft}$$

$$M_b = 5000 \times 2 - \frac{1000(2)^2}{2} = 8000 \text{ lbs-ft}$$

$$I = \frac{1}{12} (12)(24)^3$$

$$I = 13800 \text{ in}^4$$

$$Q_n = 12 \times 12 \times 6 = 864 \text{ in}^3$$

$$Q_1 = 12 \times 6 \times 9 = 648 \text{ in}^3$$

Stresses in section (a)

Normal stresses

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{an} = 0 \\ \tau_{a1} = \frac{M_a y}{I} = \frac{4500 \times 12}{13800} \times 6 = 23.5 \text{ lbs/in}^2 \end{array} \right\} \text{ Tension}$$

$$\tau_{a2} = 2\tau_{a1} = 23.5 \times 2 = 47 \text{ lbs/in}^2$$

$$\tau_{an} = \frac{V_a Q_n}{b I} = \frac{4000 \times 864}{12 \times 13800} = 20.8 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2}$$

$$\tau_{a1} = \frac{Q_1}{Q_n} \tau_{an} = \frac{648}{864} \times 20.8 = 15.6 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2}$$

shear stresses

Stresses in section (b)

Normal

$$\begin{cases} \sigma_{bx} = 0 \\ \sigma_{b1} = \sigma_{a1} \frac{M_b}{M_a} = 23.5 \frac{8000}{4500} = 41.7 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2} \\ \sigma_{b2} = \sigma_{a2} \frac{M_b}{M_a} = 47 \frac{8000}{4500} = 83.5 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2} \end{cases}$$

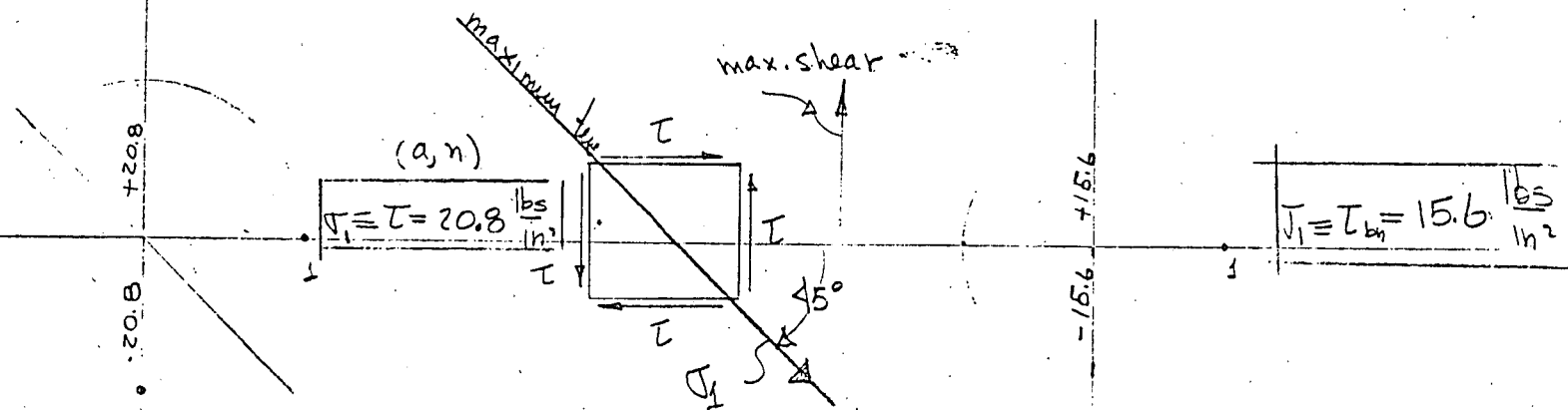
Shear

$$\begin{cases} \tau_{bx} = \tau_{ax} \cdot \frac{V_b}{V_a} = 20.8 \frac{3000}{4000} = 15.6 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2} \\ \tau_{b1} = \tau_{a1} \frac{V_b}{V_a} = 15.6 \frac{3000}{4000} = 11.7 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2} \\ \tau_{b2} = 0 \end{cases}$$

+ Tension
- Compression

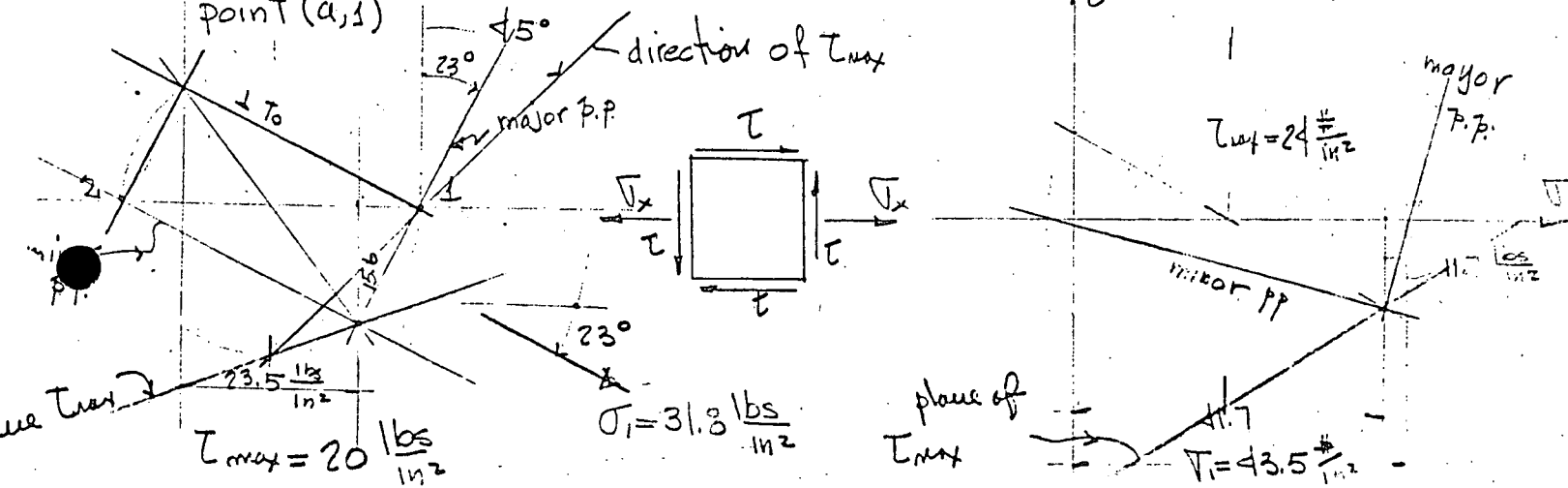
point (a,n)

point (b,n)

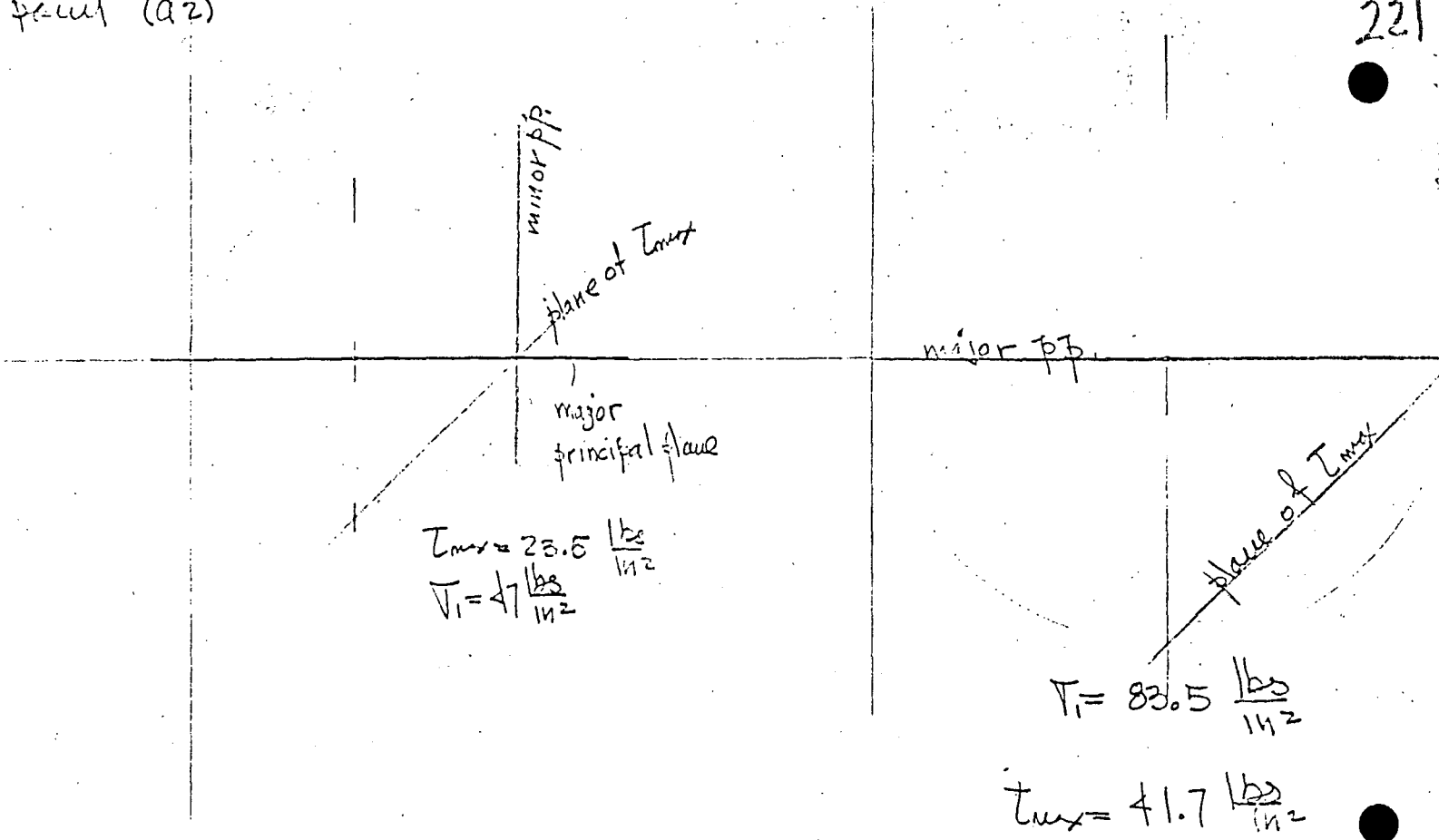


point (a,s)

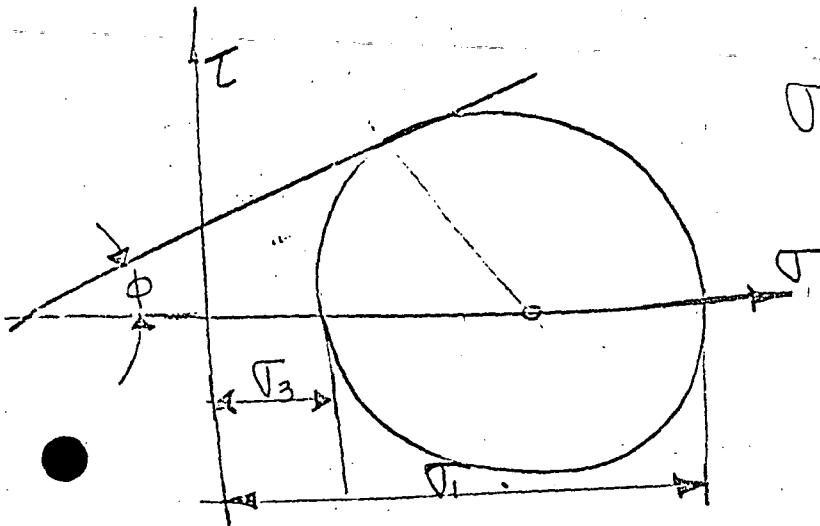
point (b,s)



print (a2)

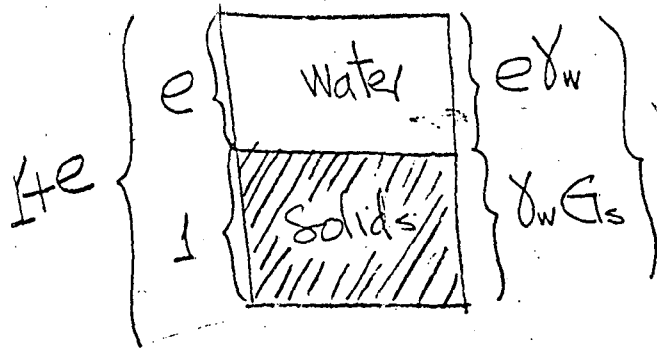


$$\frac{\frac{c}{\tan \phi} + \sigma_1}{\frac{c}{\tan \phi} + \sigma_3} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$



$$\sigma_1(1 - \sin \phi) - \sigma_3(1 + \sin \phi) = 2c \cos \phi$$

(9)



$$\gamma_m = \frac{G_s + e}{1 + e} \gamma_w$$

$$\gamma_w = 62.4 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}^3}$$

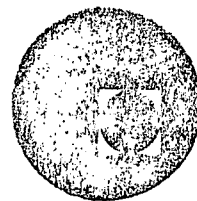
$$e = 0.85$$

$$G_s = 2.67$$

$$\left[\frac{\text{lbs}}{\text{ft}^3} \right] \gamma_m = \frac{2.67 + 0.85}{1 + 0.85} (62.4) =$$



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

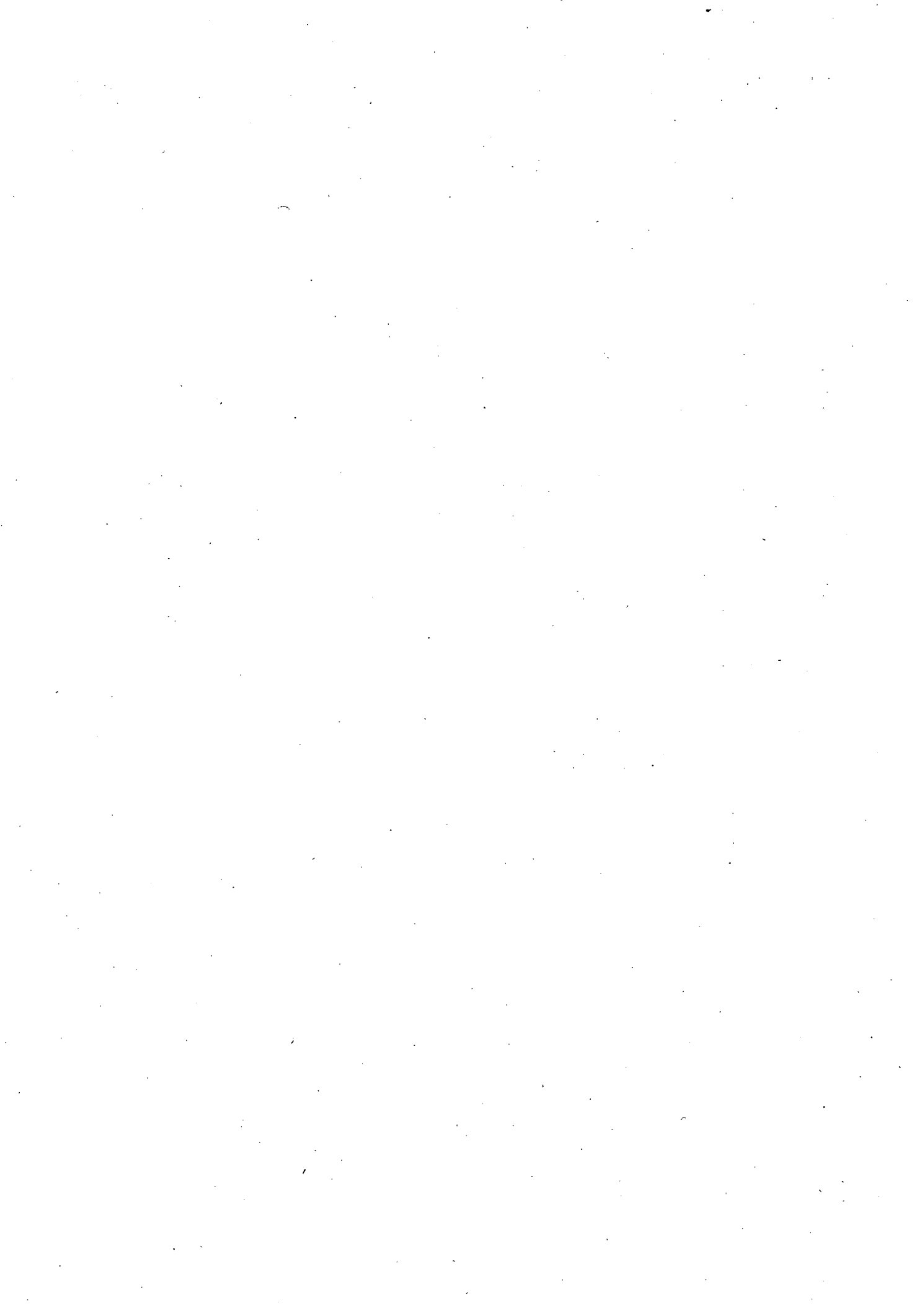


INGENIERIA DE CIMENTACIONES

MALECONES ANCLADOS

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.



CAPITULO XI

MALECONES ANCLADOS

76. Definiciones e hipótesis. — Los malecones anclados llevan las mismas funciones que los muros de sostenimiento, si bien se diferencian de éstos en que su peso representa una pequeña fracción del de la cuña deslizante; los malecones consisten de una simple hilera de tablestacas, relativamente livianas, cuyos extremos inferiores están hincados en la tierra. El empuje activo es resistido parcialmente por barras de anclaje, las cuales se hallan sujetas a las tablestacas en un punto *A* (Fig. 63), situado a una pequeña distancia por debajo del extremo superior *a* del malecón, y parcialmente por la resistencia pasiva del suelo ubicado a la izquierda de la parte baja de las tablestacas. Las barras de anclaje están sujetas por anclas embutidas en el relleno, a una distancia apreciable del malecón.

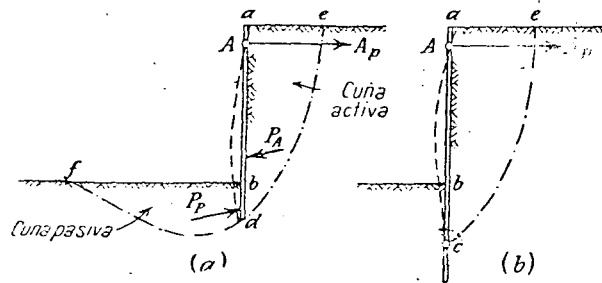


FIG. 63. — Malecones anclados con: (a) apoyo simple y (b) empotramiento en la tierra. Las líneas de puntos y rayas indican las superficies potenciales de deslizamiento.

Además, los malecones se diferencian de los muros de sostenimiento en que son flexibles. Teniendo en cuenta el anclaje de la parte superior y la resistencia pasiva del suelo adosado a la parte baja del malecón, los bordes superior e inferior de un malecón son prácticamente fijos, cediendo por lo tanto la estructura por flexión entre estos bordes y en sentido horizontal, registrándose la flecha máxima, aproximadamente, en el punto

243

medio del malecón. Este tipo de deformación es esencialmente diferente de la de cualquiera de los soportes laterales que han sido discentidos en los capítulos anteriores. Cuando se practica un desmonte en la arena, el desplazamiento lateral del material que se halla contiguo al corte aumenta de casi cero en el borde superior a un máximo en el fondo, siendo groseramente parabólica la distribución de la presión lateral de la arena sobre la entibación. Un muro de sostenimiento, generalmente cede por volcamiento alrededor de su base, siendo hidrostática la distribución del empuje activo de la arena sobre dicho muro. El deslizamiento lateral de la parte superior del suelo contiguo a un malecón se asemeja al del suelo contiguo a un desmonte, mientras que el deslizamiento lateral de la parte inferior es similar

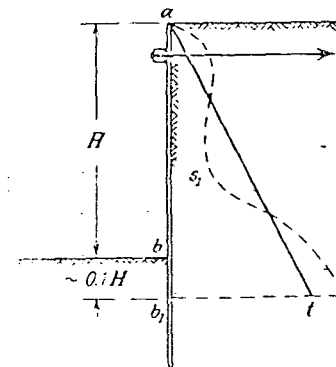


FIG. 64. — Distribución del empuje activo supuesto (línea llena) y real (línea punteada) sobre una malecón empotrado y con anclaje.

al del relleno de un muro de sostenimiento basculante. Teniendo en cuenta esta condición de deformación, la distribución del empuje activo sobre un malecón representa una combinación entre el empuje que se registra sobre las entibaciones de los cortes y la existente sobre la espalda de los muros de sostenimiento, como se indica con el área de presiones ab, ts, bt, t , en la Figura 64.

Relacionado con los problemas de los malecones, se supone siempre que el deslizamiento lateral de la parte media del malecón es lo suficientemente importante como para hacer actuar el total de la resistencia de corte del suelo soportado, a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento, por ejemplo la superficie *de* en la Figura 63a. La intensidad y la distribución del empuje sobre la parte enterrada del malecón depende de la profundidad a la cual han sido hincadas las tablestacas en el terreno.

Relacionadas con el proyecto de malecones, tenemos que hacer las siguientes preguntas: ¿Cuál es la profundidad a la que deben hincarse las tablestacas para servir de soporte lateral adecuado a la parte baja del malecón? ¿Cuál es la intensidad de la fuerza que actúa sobre las barras de anclaje? ¿Cuál es el valor del momento flector máximo en las tablestacas?

Con el objeto de simplificar la presentación del asunto, las discusiones se limitarán a malecones verticales sometidos a la

acción del empuje de una masa homogénea de arena ideal cuya resistencia de corte está determinada por la ecuación

$$s = \sigma \cdot \tan \phi. \quad (5(2))$$

Supondremos que la fuerza de tracción del anclaje es horizontal; que el nivel del agua subterránea está debajo del borde inferior de las tablestacas y que la superficie de la masa de arena soportada por el malecón no recibe sobrecarga alguna. No obstante, los métodos de cálculo descriptos en los artículos siguientes pueden usarse, sin modificación esencial, aun cuando el suelo contiguo al malecón se encuentre parcial o totalmente sumergido, y sea estratificado ó cohesivo, así como si la fuerza de tracción del anclaje actúa bajo un cierto ángulo con la horizontal. La influencia de las fuerzas de filtración sobre la estabilidad de los malecones será discutida en el Artículo 92.

77. Condiciones de apoyo. — Si las tablestacas han sido hincadas a poca profundidad, la flexión del malecón es algo similar a la de una viga elástica vertical cuyo extremo inferior d se halla simplemente apoyado, sin estar fijo, como indica la Figura 63a. Los malecones que satisfacen esta condición se llaman *malecones con apoyo simple*. En cambio, si las tablestacas han sido hincadas a una profundidad considerable, como se indica en la Figura 63b, el extremo inferior del malecón está prácticamente fijo en su posición, debido a que la resistencia de la arena adyacente al extremo no permite más que una desviación insignificante de las tablestacas con respecto a su posición vertical inicial. Luego, los malecones de este tipo serán llamados *malecones empotrados*.

Un malecón adecuadamente anclado, con apoyo simple, puede fallar ya sea por flexión o , teniendo en cuenta una falla de la arena adosada a la cara de contacto bd , por corte a lo largo de una superficie de deslizamiento curva df , mientras que un malecón empotrado, firmemente anclado, sólo puede fallar por flexión.

78. Distribución del empuje activo sobre los malecones — Teniendo en cuenta las condiciones de deformación descriptas en el Artículo 76, la distribución del empuje activo sobre un malecón no es hidrostática. Los resultados de investigaciones teóricas (Schoenweller 1929, Ohde 1938) y la experiencia indican que la distribución del empuje activo es similar a la distribución representada por la curva punteada as_1t_1 en la Figura

64. Es también sabido por la teoría y la experiencia que el empuje activo total sobre el malecón es aproximadamente igual a la presión de Coulomb sobre la espalda de un muro de sostenimiento, determinada por las ecuaciones 23(1). No obstante todo ello, los métodos ideados para determinar la distribución de la presión no toman en consideración las propiedades elásticas del suelo, dando lugar así a un error cuya importancia no es aún conocida, si bien infunden una confianza injustificada en la seguridad de los resultados, por la forma minuciosa de sus procedimientos, que no hace otra cosa que encubrir un conjunto de hipótesis arbitrarias. En consecuencia, en los conocimientos que iremos adquiriendo a este respecto, el autor sugiere la conveniencia de que la influencia de la distribución no hidrostática de la presión sobre el momento flector máximo M_0 , se estime en base al conocimiento puramente empírico de los fenómenos del empuje, como se explica en el parágrafo siguiente.

La Figura 64 representa una sección vertical a través de un malecón empotrado, que permite suponer que por debajo del punto b_1 la flexión lateral del malecón es insignificante. Arriba de b_1 la cara derecha del malecón está sometida a la acción del empuje activo P_A , cuya distribución sobre el mismo depende en una gran parte de las propiedades elásticas del suelo soportado por él. Si el suelo es del tipo semilíquido, por ejemplo un relleno hidráulico granulado fino; la distribución de presión es hidrostática como se indica con el área triangular ab_1t que representa la presión P_A . Como consecuencia, el momento flector máximo M_0 , calculado en la hipótesis de una distribución de presión hidrostática, es prácticamente idéntico al momento flector máximo real M . En cambio, si el malecón soporta una masa de arena limpia, como se ha supuesto en este capítulo, la distribución de la presión lateral está indicada por el área de presiones $as_1t_1b_1$ y el momento flector máximo real M , en las tablestacas, no excede de la mitad del momento flector máximo M_0 calculado en base a una distribución hidrostática de la presión.

79. Procedimiento general. — Los métodos usuales para proyectar malecones (Lohmeyer 1930, Blum 1930) no tienen en cuenta la distribución no hidrostática del empuje; por lo tanto, el valor calculado para el momento flector máximo en las tablestacas es considerablemente mayor que el real, como se ha demostrado en el artículo anterior. Por el contrario, la influencia de la distribución de presión sobre la profundidad a que deben hincarse las tablestacas en el terreno para proveer al malecón

de un soporte lateral adecuado es muy pequeña, pudiéndose calcular esta penetración, sin error apreciable, por medio de los métodos usuales.

De acuerdo con este procedimiento general se supondrá que la componente horizontal de empuje activo, p_{An} por unidad de área de la espalda del malecón, está determinada por la ecuación

$$p_{An} = \gamma z K_A, \quad (15(1))$$

en la que K_A es el coeficiente de empuje activo. La componente horizontal del empuje pasivo, p_{Pn} por unidad de área de la cara de contacto de la parte enterrada de las tablestacas, es igual a

$$p_{Pn} = \gamma z' K_P, \quad (15(3))$$

en la que K_P es el coeficiente de empuje pasivo y z' la profundidad del malecón por debajo de la superficie inferior del terreno. Los métodos para el cálculo de los valores de K_A y K_P han sido discutidos en los Capítulos VI y VII, respectivamente, debiéndose recordar que estos valores dependen del ángulo de frotamiento interno ϕ y del ángulo de fricción de muro δ que debe elegirse de acuerdo con las condiciones del problema. Como el peso de las tablestacas es despreciable comparado con las fuerzas exteriores que actúan sobre el malecón, la componente de fricción del empuje pasivo no puede ser mucho mayor que la del empuje activo. Para $\delta = 0$ los valores K_A y K_P se hacen idénticos a los valores de Rankine

$$K_A = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1}{N_\phi} \quad (15(2))$$

y

$$K_P = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = N_\phi, \quad (15(4))$$

respectivamente.

80. Malecones simplemente apoyados. — La Figura 65 representa una sección a través de un malecón simplemente apoyado. La distribución del empuje activo sobre la cara derecha del malecón se supone hidrostática, según se indica con el área triangular de presión add_A . La profundidad D de penetración de las tablestacas está determinada por la condición de que la resistencia pasiva de la tierra, requerida para soportar el extremo inferior de las mismas, no exceda de una cierta fracción $1/G_s$ del empuje pasivo representado por el área trian-

gular de presión bdd_P (Fig. 65). El valor G_s es llamado el factor de seguridad con respecto a la falla del soporte inferior del malecón.

Las rectas d_1b_1 , d_2b_2 y d_3b_3 (Fig. 65a) indican diferentes hipótesis relativas al borde izquierdo del área de presión que representa la parte activa del empuje pasivo total bdd_P , entre las que muchos investigadores prefieren la vertical d_1b_1 debido a que la misma simplifica los cálculos subsiguientes (Krey 1936).

Suponiendo que la parte activa del empuje pasivo pueda representarse por el trapecio bb_1d_1d (Fig. 65a), el malecón está sometido a la acción de las fuerzas indicadas en la Figura 65b. Sea

$$P_{An} = \frac{(H + D)^2}{2} \gamma K_A = \text{componente horizontal del empuje activo,}$$

$$P_{Pn} = \frac{1}{G_s} P_{Pn} = \frac{1}{G_s} \frac{D^2}{2} \gamma K_P = \text{parte activa de la componente horizontal del empuje pasivo,}$$

$\operatorname{tg} \delta$ = coeficiente de fricción de muro,

A_p = tensión en las barras de anclaje por unidad de longitud del malecón,

Q = reacción vertical del suelo sobre el borde inferior de las tablestacas, por unidad de longitud,

D_0 = altura del centro de gravedad del área de presión bb_1d_1d , por arriba del borde inferior de las tablestacas.

El equilibrio del sistema requiere que la suma de las componentes verticales, la de las componentes horizontales y la de los momentos con respecto a cualquier punto, por ejemplo el punto A, sean iguales a cero. Por lo tanto

$$\sum F_v \quad P_{An} \operatorname{tg} \delta_A - P_{Pn} \operatorname{tg} \delta_P - Q = 0, \quad (1a)$$

$$\sum F_h \quad A_p + P_{Pn} - P_{An} = 0 \quad (1b)$$

y

$$\sum M_A \quad P_{An} \left[\frac{2}{3} (H + D) - H_1 \right] - P_{Pn} (H + D - H_1 - D_0) = 0. \quad (1c)$$

Las ecuaciones 1b y 1c pueden resolverse para D , que es la profundidad de penetración requerida para las tablestacas, y para A_p , que es la fuerza de tracción en las barras de anclaje. Las especificaciones usuales exigen un factor de seguridad $G_s = 2$.

En cuanto al valor de la reacción Q , que figura en la ecuación 1a, nada podemos adelantar, si bien debe reconocerse la influencia considerable que tiene sobre los valores de K_A y K_{Pm} . Si $Q = 0$, la condición expresada por la ecuación 1a no se satisface a menos que el ángulo de fricción del muro, para la presión pasiva, sea mayor que el correspondiente a la presión activa o al menos que ambos valores sean iguales a cero. Con el objeto de que los

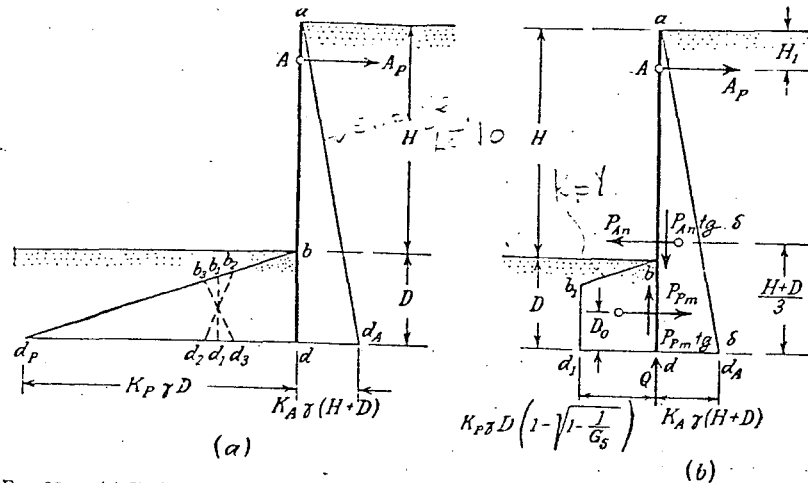


Fig. 65. — (a) Varias hipótesis concernientes a la distribución del empuje pasivo sobre la parte enterrada de un malecón empotrado; (b) hipótesis usuales concernientes a las fuerzas que actúan sobre un malecón de este tipo.

errores se produzcan en sentido favorable para la seguridad, se supone frecuentemente que $\delta = 0$, con lo que los valores de Coulomb, para el empuje, y tratándose de malecones verticales, se hacen idénticos a los valores de Rankine, que están dados por las ecuaciones 15(2) y (4).

81. Malecones empotrados. — El extremo inferior de un malecón se supone empotrado si la profundidad de penetración del tablestacado es suficiente como para producir una elástica del tipo indicado en la Figura 66a por la línea punteada E . La forma en S de esta elástica representa el resultado combinado de la flexibilidad y de la profundidad de penetración de las tablestacas. Debido a que el empuje activo produce flexión entre el anclaje y el soporte de tierra, el malecón se desplaza hacia la izquierda. Como resultado, el empuje pasivo, suficiente para mantener el equilibrio del sistema, entra a actuar en la arena

adosada a la parte superior bc de la sección bd de las tablestacas.

En cambio, a una mayor profundidad, por debajo de un punto c ubicado entre b y d , las tablestacas flexionan hacia la derecha de su posición original, ya que si fueran suficientemente largas, la elástica E coincidiría finalmente con la vertical an . Este acercamiento asintótico a an puede solamente realizarse por desviaciones sucesivas de la línea elástica a la izquierda y derecha de an , desviaciones que gradualmente desaparecen con la profundidad. Una flexión de la línea elástica hacia la izquierda de su posición original, da lugar a que actúe el empuje pasivo sobre el lado izquierdo de las tablestacas, mientras que la cara derecha está

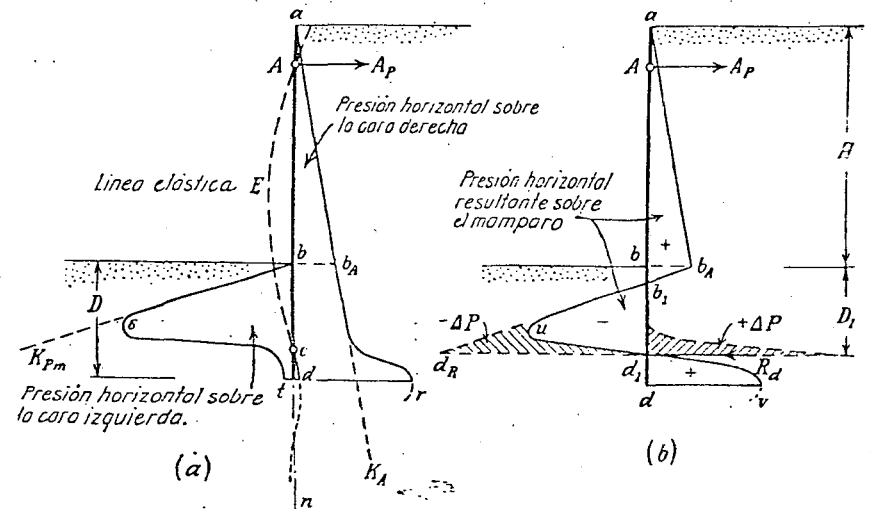


Fig. 66. — (a) Distribución real y (b) supuesta de las presiones horizontales sobre los dos lados de un malecón empotrado.

sometida a la acción del empuje activo; en cambio una flexión hacia la derecha tiene un efecto opuesto. Con el fin de averiguar los valores límites del empuje a diferentes profundidades por debajo de la superficie, los proyectistas razonan de la siguiente manera: el menor valor que puede alcanzar el empuje sobre la cara derecha del malecón es igual al empuje activo, cuya componente horizontal está representada por el área de presión anK_A (Fig. 66a). La presión horizontal ejercida por la parte enterrada, bd , del malecón sobre el suelo contiguo, no debe en parte alguna exceder la componente horizontal p_{Pn} del empuje pasivo, dividido por el factor de seguridad G . A una profun-

En cualquier punto z' , debajo del punto b , la presión p_{Pn} es

$$p_{Pn} = \gamma z' K_P,$$

en la que K_P es el coeficiente de empuje pasivo. Con el objeto de satisfacer la seguridad requerida, la presión unitaria horizontal no debe exceder de

$$p_{Pm} = \frac{1}{G_s} p_{Pn} = \gamma z' K_{Pm},$$

en la que

$$K_{Pm} = \frac{1}{G_s} K_P.$$

En general se supone $G_s = 1$ porque difícilmente puede fallar un malecón empotrado por empuje pasivo insuficiente. No obstante, como el valor numérico de G_s no tiene influencia sobre el análisis siguiente, se conservará la distinción entre K_P y K_{Pm} .

En la Figura 66a, la presión p_{Pm} está representada por las abscisas de la recta bK_{Pm} . Los valores de la presión lateral ejercida por la sección cd del malecón no se indican debido a que esta presión es siempre muy pequeña comparada con la que el suelo puede resistir.

El efecto de la flexión del malecón sobre la intensidad y distribución de la presión horizontal que actúa sobre las dos caras del mismo está indicado en la Figura 66a por el área de presión que representa la línea ab_Ard para el lado derecho, y por el área de presión $bstd$ para el lado izquierdo, ambas referidas al malecón. La presión resultante por unidad de área del malecón, está dada por las abscisas de la línea ab_Auv en la Figura 66b, con referencia a la vertical ad , cuyos valores son iguales a la suma algebraica de las abscisas de las líneas ab_Ar y bst de la Figura 66a.

El primer problema consiste en determinar la profundidad a la que deben hincarse las tablestacas con el objeto de obtener una elástica similar a la indicada en la Figura 66a. Con el fin de simplificar este problema, agregamos a las presiones representadas por las abscisas de la curva b_Auv (Fig. 66b), dos presiones iguales y opuestas representadas por las áreas sombreadas en la figura, reemplazando la presión positiva total que actúa sobre el extremo inferior del malecón, incluyendo la presión $+\Delta P$ representada por el área sombreada, por su resultante R_d por unidad de longitud del malecón, cuyo punto de aplicación está

ubicado aproximadamente en el punto d_1 . Así reemplazamos las dos áreas de presiones reales b_Aud_1 y d_1rd ; con contornos curvos, por un área triangular b_Ard_1 ubicada sobre el lado izquierdo de la sección bd del malecón y una fuerza concentrada R_d actuando sobre el lado derecho de esta sección. La sección d_1d del malecón, ubicada debajo del punto de aplicación de R_d , se supone fija. La solución gráfica del problema de determinar la profundidad de penetración requerida para las tablestacas está ilustrada por la Figura 67.

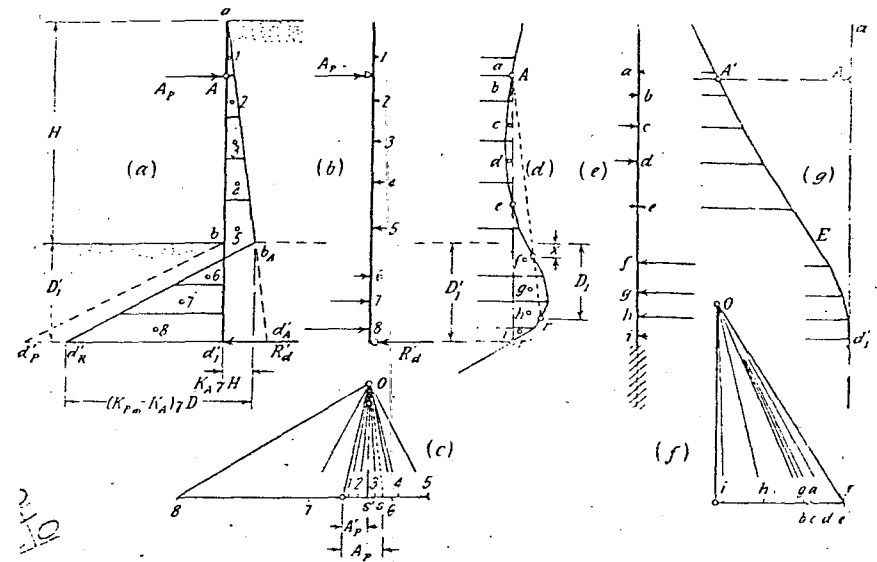


Fig. 67. — Método de la línea elástica para el cálculo de la fuerza de tracción del anclaje y del momento flector máximo en malecones empotrados.

Al dar comienzo al cálculo, como se desconoce el valor de la profundidad D_1 que ha de fijar la posición del punto d_1 (Fig. 66b), estamos obligados a hacer una primera hipótesis, representada por el valor $D_1' = bd_1'$ en la Figura 67a. Hecho esto, reemplazamos el sistema de fuerzas continuas que actúa sobre el malecón, por uno de fuerzas concentradas (de 1 a 8) como se indica en la Figura 67b, trazando el polígono de fuerzas mostrado en la Figura 67c y el correspondiente polígono funicular de la Figura 67d. La línea elástica correspondiente al sistema de fuerzas de la Figura 67a, cortará la línea $d_1'a$ en el punto A , en el que deben asegurarse las barras de anclaje. Con el objeto de verificar si esta condición se cumple, es necesario construir la

línea elástica, operación que puede realizarse por los métodos comunes que suministra la estática gráfica. (Ver, por ejemplo, Malcolm 1909). Suponemos que las áreas encerradas por el polígono funicular (Fig. 67d) representan presiones horizontales, de donde el área ubicada a la izquierda de la línea de cierre A_1' representa una presión positiva y el área a su derecha una presión negativa, no siendo necesario hacer una hipótesis concerniente al valor absoluto de estas presiones porque la escala de fuerzas no tiene influencia sobre la posición del punto que no ha sufrido desplazamiento. Reemplazamos luego estas presiones continuas por un sistema de fuerzas concentradas de a a i , como muestra la Figura 67e, y construimos el polígono funicular correspondiente indicado en la Figura 67g, que representa la línea elástica de las tablestacas. Como la línea elástica así obtenida, salvo una coincidencia, no pasa por el punto A (Fig. 67g), repetimos la construcción con valores menores de D_1' hasta encontrar uno que satisfaga la condición de que la línea elástica pase por ese punto (Fig. 67g). La solución final está representada por la línea de cierre A_1' en el polígono funicular, Figura 67d, y por el vector O_s en el polígono de fuerzas (Fig. 67c), que al fijar la posición del punto s determina la intensidad de la fuerza A_p de tracción del anclaje.

Para el empuje activo, el ángulo de fricción de muro se supone generalmente igual a cero. Con respecto al empuje pasivo de un material cuyo ángulo de frotamiento interno ϕ es mayor que 25° se supone generalmente que el coeficiente de empuje pasivo K_P es igual a dos veces el valor de Rankine, $\text{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$. Si el ángulo de frotamiento interno es menor que 25° , se supone que K_P es igual al valor de Rankine. Estos valores que acabamos de indicar se basan en el hecho de que la existencia de la fricción de muro eleva a más del doble el valor de K_P , siempre que ϕ sea mayor que 25° . Si ϕ es menor que 25° , la influencia de la fricción de muro sobre el valor de K_P , decrece rápidamente con los valores decrecientes de ϕ .

El valor D_1 obtenido por medio del procedimiento gráfico indicado en la Figura 67, determina la posición del punto d_1 en la Figura 66b. El extremo inferior de las tablestacas está ubicado en el punto d , el cual se halla debajo del punto de aplicación d_1 de la presión R_d . Con fines prácticos es admisible suponer, sin investigación adicional alguna, que $\overline{dd_1} = 0,2D_1$, es decir que, en consecuencia, las tablestacas deben hincarse a una profundidad $D = 1,2D_1$.

82. Método de la viga equivalente. — El método de la viga equivalente representa una simplificación del método de

la línea elástica descrito en el artículo anterior. Este método implica una economía considerable de tiempo y de trabajo a cambio de un pequeño sacrificio en la exactitud de los resultados. Las Figuras 68a y 68b ilustran el principio sobre el que se basa este método. La Figura 68a representa una viga cargada, uno de cuyos extremos (b) está empotrado, y el otro (a) simplemente apoyado. El diagrama de momentos correspondiente está indicado en la Figura 68b, que ubica en c al punto de inflexión de

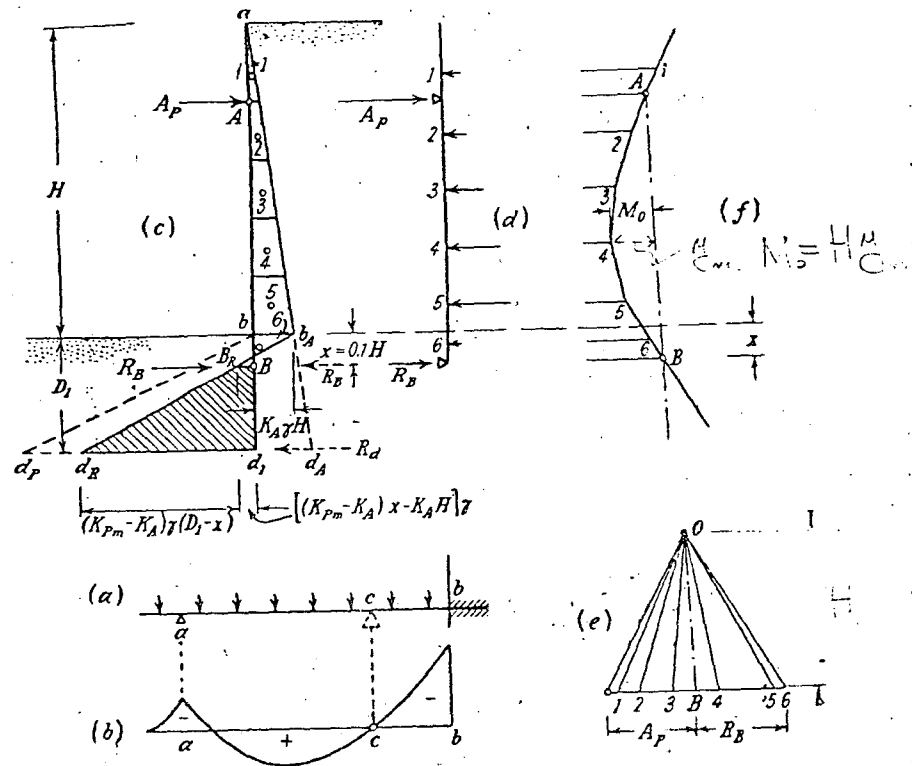


Fig. 68. — Método de la viga equivalente para el cálculo de la fuerza de tracción en el anclaje y del momento flector máximo en un malecón empotrado, con anclaje.

la línea elástica. Si cortamos la viga en el punto c y colocamos un apoyo móvil en él para la sección izquierda; por ello a esta viga se la considera equivalente a la viga ab para la sección ac (Blum 1930).

La aplicación de este razonamiento al cálculo de malecones empotrados está ilustrada por las Figuras 68c y 68f, representando la primera el sistema de fuerzas que actúa sobre el malecón de acuerdo con la Figura 67a, y la segunda el diagrama de momentos correspondiente.

Con el fin de aplicar el método de la viga equivalente a nuestro problema, debemos determinar la ubicación del punto en el que el momento flector en las tablestacas se hace igual a cero. Este punto corresponde al punto *B* de la Figura 68f, en el que la línea de cierre corta a la curva de momentos y cuya ubicación en el malecón se halla a una cierta profundidad *x* por debajo de la superficie original del terreno. El análisis del malecón por medio del método de la línea elástica (Fig. 67), suministra los siguientes valores de *x* para diferentes valores de ϕ :

$\phi =$	20°	30°	40°
$x =$	0,25H	0,08H	-0,007H

El ángulo de frotamiento interno ϕ de rellenos arenosos es aproximadamente de 30°, correspondiendo a *x* un valor de 0,1H. En consecuencia, si el relleno y la tierra a la izquierda de *bd*₁ en la Figura 68c son arenosos, podemos suponer $x = 0,1H$, sin riesgo de un error serio. Esta hipótesis hace posible la resolución del problema por medio del método de la viga equivalente ilustrado por las Figuras 68a y 68b. Luego de trazar el contorno *ab₁d₁rd₁* del área de presión, cortamos las tablestacas en *B* (Fig. 68c) a una profundidad $x = 0,1H$ debajo del punto *b*. Reemplazamos la fuerza de corte en *B* por una reacción *R_B* por unidad de longitud del malecón y al empuje actuando sobre *aB*, por un sistema de fuerzas concentradas de 1 a 6 como muestra la Figura 68d. Luego construimos el polígono de fuerzas (Fig. 68e) y el correspondiente polígono funicular (Fig. 68f) con línea de cierre *AB*, con lo que, trazando el rayo *OB*, en el polígono de fuerzas (Fig. 68e), paralelo a la línea de cierre *AB* de la Figura 68f, obtenemos la magnitud de la reacción *R_B* así como la de *A_p* correspondiente al esfuerzo de tracción en el anclaje, como muestra la Figura 68e. El momento flector máximo *M₀* en las tablestacas está determinado por el polígono funicular (Fig. 68f).

La parte inferior *Bd*₁ de las tablestacas (Fig. 68c), con una profundidad *D₁ - x*, está sometida a la reacción superior *R_B*, al empuje representado por el área de presiones ubicada entre *B_{RdR}* y *Bd*₁ (Figura 68c) y a la reacción inferior *R_A*. Los momentos con respecto a un punto cualquiera, por ejemplo el punto *d*₁

de la Figura 68c, deben ser iguales a cero, condición que requiere que

$$\frac{(D_1 - x)^2}{2} (K_{Pm} - K_A) \frac{D_1 - x}{3} \gamma + [(K_{Pm} - K_A) x - K_A H] \frac{(D_1 - x)^2}{2} \gamma = R_B (D_1 - x).$$

Resolviendo esta ecuación obtenemos

$$D_1 = \frac{3}{2} H \frac{K_A}{K_{Pm} - K_A} - \frac{x}{2} + \sqrt{\frac{6 R_B}{(K_{Pm} - K_A) \gamma} + \frac{9}{4} \left(x - H \frac{K_A}{K_{Pm} - K_A} \right)^2} \quad (1)$$

cuyo segundo término bajo el radical es muy pequeño comparado con el primero y puede ser despreciado. Por lo tanto podemos escribir que

$$D_1 = \frac{3}{2} H \frac{K_A}{K_{Pm} - K_A} - \frac{x}{2} + \sqrt{\frac{6 R_B}{(K_{Pm} - K_A) \gamma}} \quad (2)$$

La profundidad de hincado de las tablestacas, por las razones que vimos en el artículo anterior, debe ser igual a $D = 1,2D_1$.

83. Comparación de los métodos de cálculo de los malecones. — Cuando calculamos la profundidad de penetración requerida, *D*, por medio del método de la línea elástica o de la viga equivalente (Arts. 81 y 82), se obtienen para *D* valores mucho mayores que los correspondientes a malecones con apoyo simple (Art. 80). Los datos contenidos en la tabla I sirven de ejemplo (Rimstad 1937).

La altura *H* del malecón a que se refieren los datos de la tabla es de 7 m. y se supone que el relleno soporta una sobrecarga continua cuyo peso es igual al de una capa de suelo de 2,40 m. de espesor. Los resultados obtenidos por el método de la línea elástica y de la viga equivalente son prácticamente idénticos. Cuando calculamos la cantidad de acero por metro lineal, encontramos, generalmente, que los malecones con apoyo simple requieren un poco menos de acero que aquellos empotrados, siempre que los cálculos hayan sido hechos en base a las

hipótesis usuales relativas al factor de seguridad de estos dos tipos de malecones. Sin embargo, el soporte de tierra fijo tiene la ventaja que elimina la posibilidad de la falla del malecón debido a una insuficiente resistencia lateral del suelo adosado a la parte enterrada.

La distribución no hidrostática de la presión sobre los malecones parece originar un desplazamiento ascendente del punto de aplicación del empuje activo; por lo tanto, cuando calculamos la tensión de anclaje en la hipótesis de una distribución hidrostática de la presión, como se indicó en los Artículos 80 a 82, probablemente se subestima la tensión del anclaje. En realidad,

$\frac{A}{A_m} = 2$ $H = 23$ TABLA I (for $H = 70m$)

Método de cálculo	Profundidad de penetración D (m)	Tensión de anclaje (Kg/m)	Momento flector máximo (Kgm)
1. Apoyo simple (método de la Fig. 65)	1,80	9.376	2.560
2. Empotrado (método de la línea elástica, Fig. 67)	3,60	7.748	1.932
3. Empotrado (método de la viga equivalente, Fig. 68)	3,67	7.748	1.932

mayoría de las fallas de malecones que ocuparon la atención del autor fueron debidas a anclajes deficientes. Desgraciadamente solo se dispone de datos imprecisos con respecto al punto de aplicación del empuje, debiéndose aconsejar un aumento mínimo del 20 % con respecto al valor teórico de la tensión del anclaje, en base a los nuevos estudios realizados sobre el tema.

84. Anclaje de malecones y resistencia de los muros de anclaje. — Las barras de anclaje de los malecones indicados en la Figura 63 pueden estar sujetas a bloques aislados soportados por pilotes inclinados o a muros o placas enterrados en el terreno y mantenidos en su posición por la resistencia al desplazamiento lateral de la tierra contigua a ellos. La Figura 69a indica un macizo de anclaje soportado por dos pilotes inclinados. La fuerza A_p ejercida por la barra tiende a enterrar aún más en el terreno el pilote izquierdo y extraer de él el de la derecha. Las fuerzas P_1 y P_2 que actúan sobre estos pilotes pueden determinarse

por medio del polígono de fuerzas (Fig. 69b), debiendo recordarse que la capacidad de carga de los pilotes ha sido discutida en el Artículo 51.

Los anclajes constituidos por muros y placas, cuya resistencia depende enteramente del empuje pasivo, deben tener dimensiones tales que la tensión de anclaje no exceda una cierta fracción de la tensión requerida para producir la falla. La relación entre la tensión de anclaje A_p y la tensión máxima que el anclaje puede soportar constituye el factor de seguridad del anclaje.

Las Figuras 70a y 70c representan secciones verticales a través de muros de anclaje. Si el borde superior del muro está ubicado en la superficie del terreno, como indica la Figura 70a, la falla

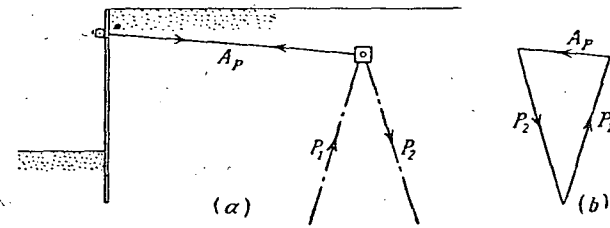


Fig. 69. — Anclaje de un malecón por medio de grupos de pilotes inclinados.

del muro, debida a un exceso de tensión sobre el anclaje, está acompañada por un levantamiento de la masa de arena en forma de cuña abc , a lo largo de una superficie inclinada de deslizamiento bc ; al mismo tiempo que se produce la falla activa detrás del muro, que da lugar a un deslizamiento a lo largo de una superficie inclinada de deslizamiento. Como la arena a la izquierda del muro se desliza en sentido ascendente, la componente vertical del empuje pasivo tiende a levantar el muro fuera del suelo. Esta fuerza no puede alcanzar un valor mayor que la suma del peso del muro y su fricción a lo largo de la superficie de contacto con la cuña activa sobre el lado derecho del muro si bien estas dos fuerzas son muy pequeñas. En consecuencia, suponemos que la componente vertical del empuje pasivo $P_p \operatorname{tg} \delta$ es casi igual a cero o sea que $\delta = 0$. Como consecuencia de ello la superficie de deslizamiento correspondiente es casi plana, como muestra la Figura 70a, y si además el muro es vertical, el empuje pasivo está determinado por la ecuación

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

En cambio, si el muro es inclinado, podemos calcular el valor P_P por medio de la teoría de Coulomb.

En ambos casos la distribución del empuje pasivo sobre la cara izquierda del muro de anclaje es hidrostática siempre que las barras de anclaje estén sujetas a él en el extremo superior del tercio inferior de su altura. Para el empuje activo P_A podemos

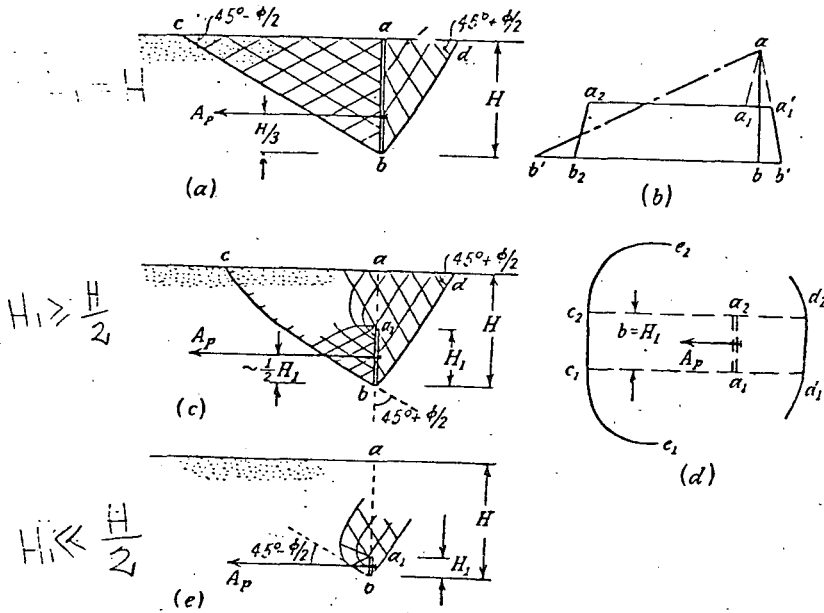


FIG. 70. — (a) Esquema de corte en la arena adjunta a un muro de anclaje; (b) distribución de la presión a ambos lados de ab , que representa el muro de anclaje de (a) y de a_1b representando el muro de (c); (c) esquema de corte en el suelo contiguo a un muro de anclaje cuyo borde superior está debajo de la superficie de la arena; (d) trazas de superficies de deslizamiento sobre la superficie de la arena después de la falla de una placa cuadrada de anclaje; (e) esquema de corte en la arena contigua a una viga de anclaje.

también suponer, al menos como primera aproximación, que δ es igual a cero, con lo cual obtenemos, para un muro de anclaje vertical, que

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

Si A_p es la tensión de las barras de anclaje por unidad de longitud del malecón y G_s el factor de seguridad especificado para

el anclaje, la profundidad H del muro de anclaje debe elegirse de modo de satisfacer la ecuación

$$A_p = \frac{1}{G_s} (P_P - P_A) \quad (1)$$

La Figura 70c representa una sección a través de un muro de anclaje de altura igual a la mitad de la profundidad a la que está ubicado su borde inferior. La distribución del empuje sobre la parte izquierda del muro de anclaje a_1b está indicada por el área de presión $a_1a_2b_2b$ en la Figura 70b. La tensión del anclaje, requerida para producir una falla del mismo, es igual a la diferencia entre las áreas de presión pasiva y activa $a_1a_2b_2b$ y $a_1a_1'b'b'$, respectivamente. En el Artículo 15 se ha indicado que a una superficie plana de deslizamiento corresponde una distribución hidrostática de presión y como la distribución de la presión lateral sobre la arena ubicada a la izquierda de la sección vertical ab , en la Figura 70c, no tiene parecido con una distribución hidrostática de presión, la superficie de deslizamiento bc , por el borde inferior b del muro, no puede ser ni aproximadamente plana, aunque el ángulo de fricción de muro sea prácticamente igual a cero.

La Figura 70c también muestra la orientación de las superficies de deslizamiento dentro de las zonas de equilibrio plástico, a ambos lados del muro de anclaje a_1b , las que no tienen parecido con las que constituyen el esquema de corte representado en la Figura 70a. No se dispone aún de un método exacto para calcular la resistencia máxima de un muro de anclaje cuyo borde superior esté ubicado debajo de la superficie del terreno. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que la diferencia entre la resistencia de dos muros tales como los mostrados en las Figuras 70a y 70c, carece de importancia siempre que H_1 (Fig. 70c) sea igual o mayor que $H/2$.

Como último caso consideramos la resistencia de un muro de anclaje (Fig. 70e), cuya altura es pequeña comparada con la profundidad H . En este caso se debe suponer que el anclaje se desliza a través del terreno sin producir una falla por corte capaz de prolongarse hasta la superficie del terreno. El desplazamiento se produce a lo largo de las superficies curvas de deslizamiento (Fig. 70e) hacia la zona de expansión sobre el lado derecho de la sección aa_1 , porque ésta es la zona de menor resistencia contra el flujo de material desplazado. La fuerza requerida para desplazar una viga de anclaje de altura H_1 , es aproximadamente igual a la capacidad de carga de un cemento con-

tinuo de ancho H_1 , cuya base está ubicada a una profundidad $H - H_1/2$ por debajo de la superficie del terreno. El método de cálculo de la capacidad de carga ha sido descrito en el Artículo 46.

85. Separación entre el malecón y el muro de anclaje. — La distancia mínima entre el malecón y el muro de anclaje está determinada por la condición de que la base fc_2 de la cuña pasiva contigua al muro de anclaje (Fig. 71a) no corte la base dc_1 de la cuña activa contigua al malecón. Si, como muestra la Figura 71c, esta condición no se satisface, una parte de la cuña

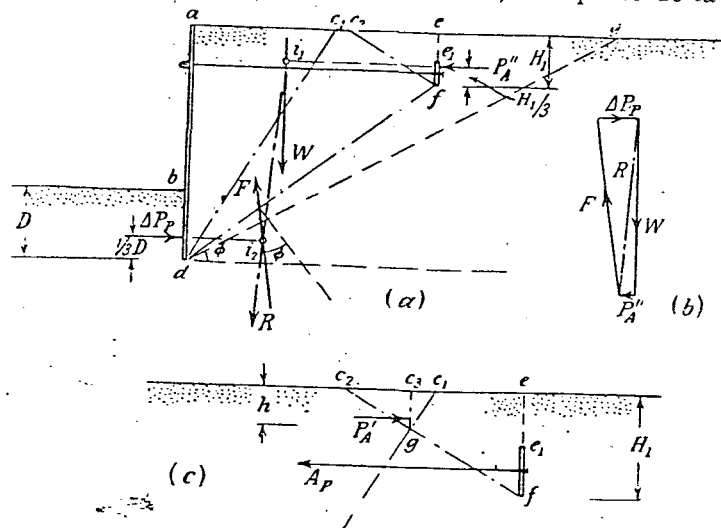


FIG. 71. — (a y b) Condiciones para el equilibrio del malecón anclado a un muro ubicado arriba de la línea dg , la cual representa el talud de arena natural; (c) condiciones para el equilibrio de un muro de anclaje, si la superficie de deslizamiento, pasando a través del borde inferior del muro de anclaje, interseca la superficie de deslizamiento por el borde inferior del malecón.

pasiva c_1c_2g está ubicada dentro de la cuña activa. Dentro de esta zona la arena se expande en una dirección horizontal, lo que es incompatible con el estado pasivo. Con el objeto de estimar el efecto de la superposición de las dos zonas sobre la resistencia del anclaje, investigamos las condiciones de tensión sobre la sección vertical c_3g (Fig. 71c). Si la cuña c_2ef estuviera ubicada enteramente fuera de la cuña activa, la sección c_3g estaría sometida al empuje pasivo

$$P'_P = \frac{1}{2} h^2 \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (1)$$

Sin embargo, en el caso ilustrado por la Figura 71c, la presión sobre c_3g no estará lejos de la presión activa

$$P'_A = \frac{1}{2} h^2 \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2)$$

En consecuencia, la distancia insuficiente entre el malecón y el muro de anclaje reduce la resistencia del anclaje aproximadamente de la cantidad $P'_P - P'_A$.

Es también frecuente especificar que el borde superior del muro de anclaje debe estar ubicado debajo de la línea de talud dg (Fig. 71a), que partiendo del borde inferior d del malecón forma un ángulo ϕ con la horizontal. El muro de anclaje indicado en la Figura 71a no satisface esta condición. Como consecuencia, la masa de arena $adfe$ tiene una tendencia a deslizarse en sentido descendente a lo largo de la superficie de deslizamiento inclinada df , aumentando con ello la presión sobre la tierra contigua a la sección bd del malecón de una cantidad ΔP_P , con respecto a la presión ejercida sobre esta sección por un malecón con anclaje adecuado. La masa $adfe$, de peso W , está sometida al empuje activo P'_A ; a la fuerza suplementaria ΔP_P y a una reacción F actuando sobre df bajo un ángulo ϕ con la normal a df . Se ha supuesto que la fuerza ΔP_P actúa en dirección horizontal a una altura $D/3$ arriba del borde inferior d del malecón, así como que P'_A actúa en dirección horizontal a una altura $H_1/3$ arriba de f . En estas hipótesis la intensidad de ΔP_P está determinada por el polígono de fuerzas indicado en la Figura 71b (Krey 1936).

Si el muro de anclaje se halla enterrado a la derecha de la línea de talud dg (Fig. 71a), la arena a la izquierda de bd está sometida solamente a la presión P_{Pm} (Fig. 65b). Una longitud insuficiente del anclaje indicado en la Figura 71a aumenta esta presión en ΔP_P .

86. Resistencia de las placas de anclaje. — Si el anclaje indicado en la Figura 70c no consiste en un muro continuo, sino de placas aisladas cuyo ancho b es igual a su altura H_1 , la falla pasiva en la arena contigua a la placa se extiende sobre un ancho superior al b , como muestra la Figura 70d con la línea e_1e_2 . Antes de aplicarse la fuerza de anclaje, la arena estaba en estado de reposo, siendo el coeficiente de empuje correspondiente aproximadamente igual a 0,50 y la resistencia a la fricción, a lo largo de una sección cualquiera a través del relleno, igual a la componente normal del empuje en reposo por el coeficiente de frotamiento

miento interno $\text{tg } \phi$. No bien se aplica la tensión de anclaje, aumenta la presión horizontal en la arena, dentro de una zona de forma groseramente cónica que se extiende de la placa de anclaje hacia la izquierda. Además, antes de la aplicación de la tensión de anclaje, la presión horizontal total sobre las secciones verticales representadas por las líneas a_1c_1 y a_2c_2 , a través de la cuña pasiva de la Figura 70d, es igual al empuje en reposo P_0 , y la resistencia correspondiente contra el deslizamiento a lo largo de estas superficies, es $P_0 \text{tg } \phi$. Cuando la tensión de anclaje aumenta, la presión sobre estas dos secciones y la resistencia correspondiente al deslizamiento también aumentan considerablemente. Luego, el deslizamiento se produce a lo largo del contorno exterior de la zona de compresión producida por la tensión de anclaje, y la superficie de deslizamiento corta a la superficie del relleno a lo largo de una línea e_1e_2 en forma de media luna (Fig. 70d). La resistencia al deslizamiento a lo largo de los amplios lados inclinados de dicha superficie es indudablemente mayor que la resistencia original al deslizamiento $2P_0 \text{tg } \phi$ a lo largo de las secciones verticales a_1c_1 y a_2c_2 . En consecuencia, la tensión admisible A_P , para cada placa de anclaje, es

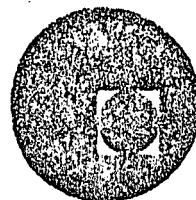
$$A_P = A_p b + \frac{2P_0}{G_s} \text{tg } \phi, \quad (1)$$

en la que A_p es la tensión admisible del anclaje, por unidad de longitud de muro de anclaje [ec. 84 (1)], G_s el factor de seguridad requerido, y P_0 el empuje en reposo sobre una sección vertical a través de la cuña pasiva.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

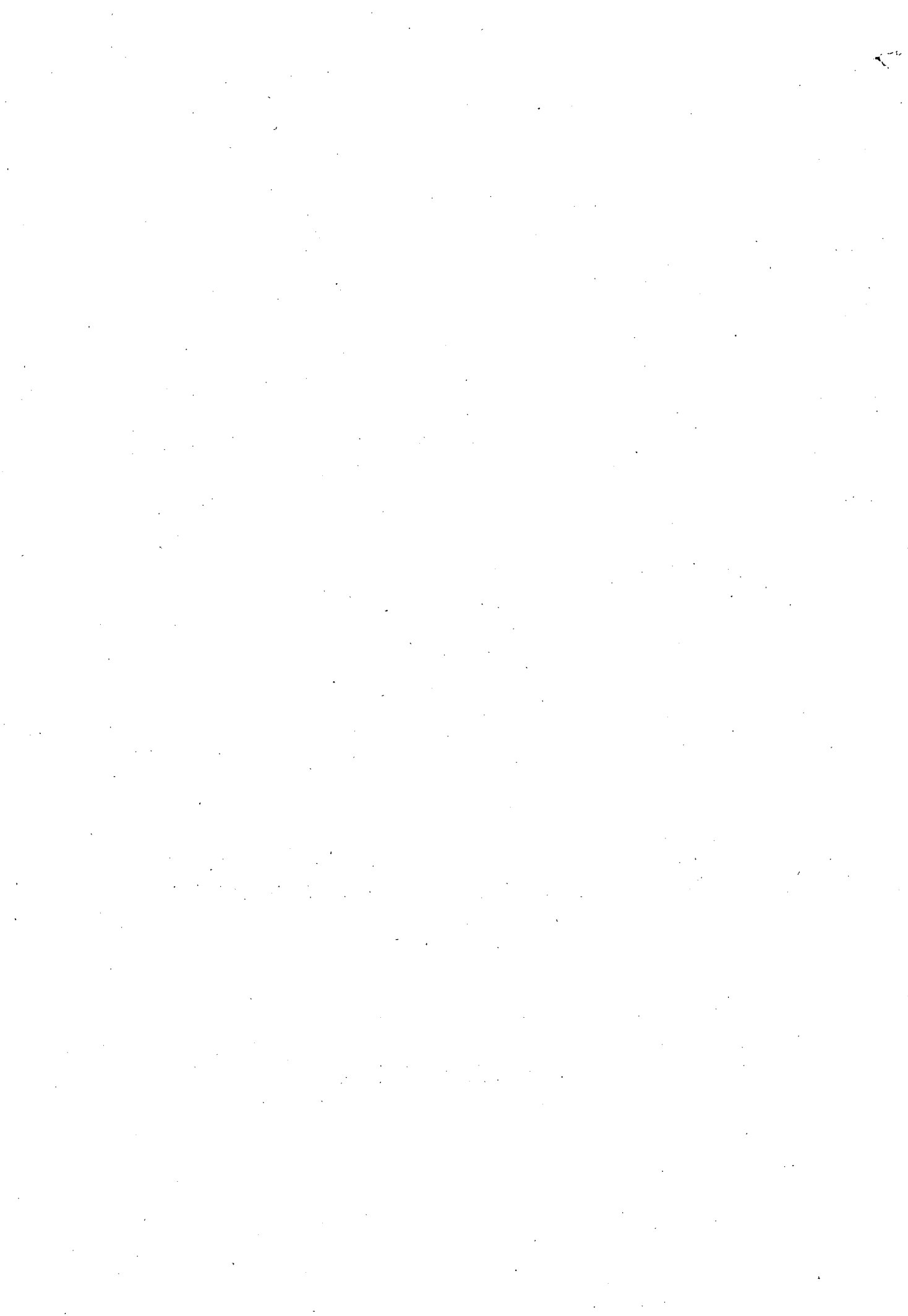


INGENIERIA DE CIMENTACIONES

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN SUELOS Y ASENTA-
MIENTOS DE BATERIA DE SILOS PARA ALMACENAR
CEMENTO EN WEST GARY, INDIANA, U. S. A.

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.



Stress Distribution in Elastic Solids

1

1- Introduction - When the factor of safety of a soil respect to failure by plastic flow exceeds 3 we can compute stresses on the assumption that the soil is perfectly elastic. The error depends on the difference of the real stress-strain relationship and the Hooke's law (which is for such soil), difference which increase^s rapidly as the state of plastic equilibrium is approached, in this last case it must be used the theory of plasticity for the computation of stresses. The theory of elasticity has been successfully used for computing the intensity and the distribution of the vertical pressure on beds of clays at some depth below the base of raft foundations, because the soil located beyond a certain depth is far from a state of plastic equilibrium. We will try to obtain the value of the vertical stress considering the effect of the flexural rigidity of the foundation at points within the significant depth, for distribution of the contact pressure we will accept the studies already done (Borowicka 1936)

2- Fundamental hypothesis -

a) Isotropic and homogeneous material (isotropy means identical elastic properties in every direction)

throughout the solid in each point of it.
Homogeneity means identical elastic properties at every point of the solid in identical directions)

b) the soil will follow Hooke's law (ratio between a stress, and the corresponding strain is a constant)

c) Law of superposition - a positive vertical strain will be associated with a negative horizontal strain, the absolute value of the ratio between them is called Poisson's ratio (μ). For perfectly elastic materials μ is a constant. Then if $\mu = cte$ and $\sigma = E \epsilon$ the strain produced by a composite state of stresses is equal to the sum of the strains produced by each one of the stresses individually.

For $\mu = 0.5$ the change in volume is equal to zero (incompressible elastic solids)

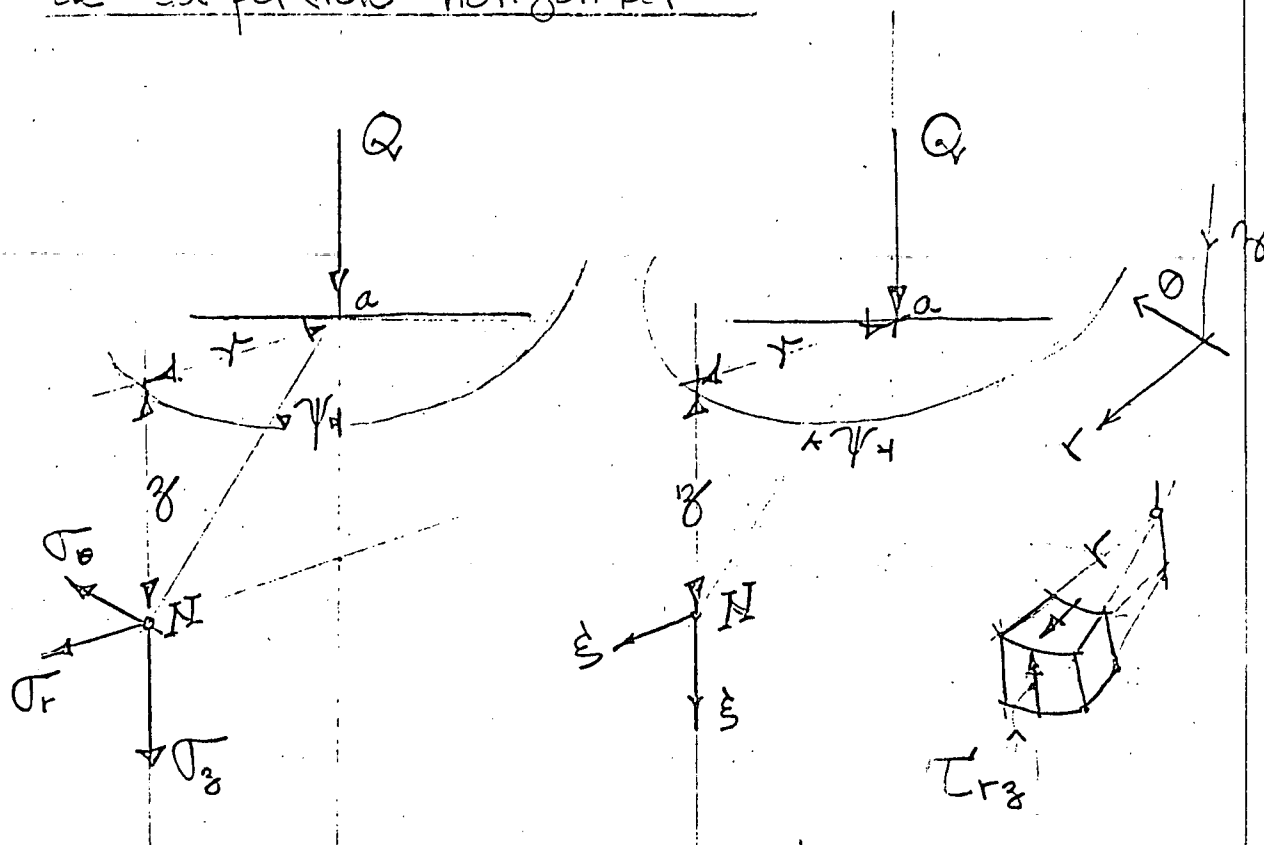
For dense soils and solid granular materials

$$0.2 \leq \mu \leq 0.5$$

0.2 at low stresses; and 0.5 at high stresses.

($\mu > 0.5$ for dense sand.)

Esfuerzos y desplazamientos debido a una carga concentrada en un sólido semi-infinito de su superficie horizontal



Esfuerzos y desplazamientos en un punto N debido a una carga Q , en un sólido semi-infinito

Q = carga

r = distancia horizontal de N a la carga

ψ = ángulo entre aN y la vertical

z = distancia de N a la horizontal

$\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta$, esfuerzos, vertical, radial, circunferencial

τ_{rz} = esfuerzos de corte \perp a r y \parallel a z

μ = relación de Poisson para el sólido

Considerando la simetría circular de el estado de esfuerzos respecto al eje vertical a travez de a los esfuerzos de corte en planos radiales y verticales son cero. La intensidad de los otros esfuerzos ha sido calculado por medio de una función de esfuerzos que estrictamente satisface las condiciones Límite (Boussinesq 1885).

los esfuerzos son

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^5 \psi$$

$$\sigma_r = \frac{Q}{2\pi z^2} \left[3\cos^3 \psi \operatorname{sen}^2 \psi - (1-2\mu) \frac{\cos^2 \psi}{1+\operatorname{sen} \psi} \right]$$

$$\sigma_\theta = -(1-2\mu) \frac{Q}{2\pi z^2} \left[\cos^2 \psi - \frac{\cos^2 \psi}{1+\cos \psi} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^4 \psi \operatorname{sen} \psi$$

Debe observarse que, El esfuerzo σ_θ circunferencial es negativo para $\mu < 0.5$, el esfuerzo vertical σ_z es el único esfuerzo normal que es independiente de la relación de Poisson μ , se supone que el peso específico del medio γ es cero para considerarlo hay que sumar los esfuerzos de peso propio del medio que son

$$(\sigma_z)_0 = \gamma z$$

$$(\sigma_r)_0 = (\sigma_\theta)_0 = K_0 \gamma z$$

$$\tau_{rz} = 0$$

(K_0 coeficiente empuje de tierras $K_A \leq K_0 \leq K_P$)

Si $\mu = 0.5$ (Sólidos elásticos incompresibles)

$$\sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_z = \frac{3}{2} \frac{Q}{\pi z^2} \cos^3 \psi$$

Siendo

$\xi =$ Desplazamiento vertical de N

$\xi =$ " " radial de N

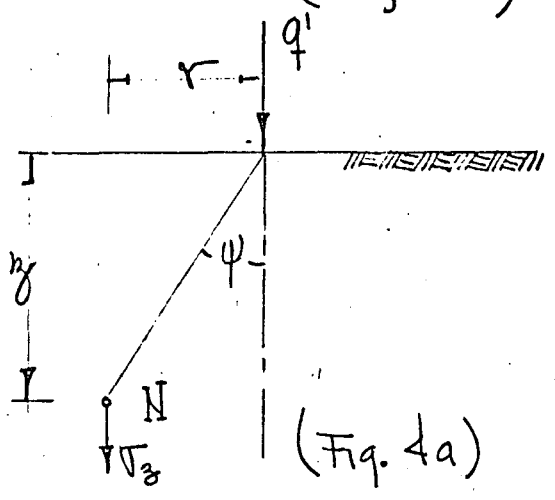
$$\xi = \frac{Q}{2\pi r} \frac{1+\mu}{E} [2(1-\mu) + \cos^2 \psi] \sin \psi \quad (3g)$$

$$\xi = \frac{Q}{2\pi r} \frac{1+\mu}{E} [-(1-2\mu) + \cos \psi + \cos^2 \psi] \sin \psi \tan \frac{\psi}{2} \quad (3h)$$

4-Stresses due to a flexible area load covering part of the horizontal surface

In our next computations we will only deal with vertical stresses σ_z which are the only ones important in settlement analysis.

A load q' per unit of length ~~straight~~ of infinite extension (Fig. 4a) produces a



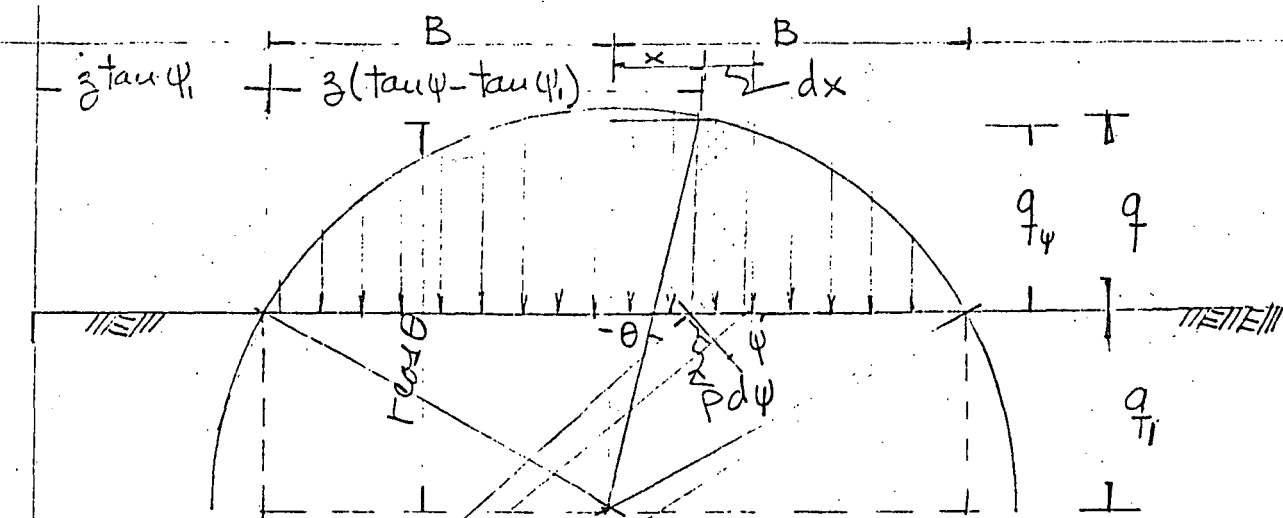
$$\sigma_z = \frac{2}{\pi} \frac{q'}{z} \cos^3 \psi \quad (4b)$$

Case I Circular load diagram of infinite extension

The Figure 4c is ^{self} explanatory ~~itself~~

From the Fig. 4c we have:

$$q_\psi = (q + q_1) \cos \theta - q_1 \quad \text{--- I}$$



(Fig 4c)

$$\cos \theta = \left(1 - \frac{x^2}{r^2}\right)^{1/2} \quad \text{II}$$

$$x = z(\tan \psi - \tan \psi_1) - B \quad \text{III}$$

From (I) and (II);

$$\cos \theta = \left\{ 1 - \frac{1}{r^2} [z(\tan \psi - \tan \psi_1) - B]^2 \right\}^{1/2} \quad \text{IV}$$

By substitution of IV in I

$$q_\psi = (q + q_1) \left\{ 1 - \frac{1}{r^2} [z(\tan \psi - \tan \psi_1) - B]^2 \right\}^{1/2} - q_1 \quad \text{V}$$

From equation (4b) we have:

$$dV_z = \frac{z}{\pi} \frac{dq'}{z} \cos^4 \psi \quad \text{VI}$$

in our case $dq' = q_\psi dx$ VII

$$\text{but } dx = \frac{r d\psi}{\cos \psi} = \frac{z d\psi}{\cos^2 \psi} \quad \text{VIII}$$

then; from VII and VIII;

$$dq' = q_\psi \frac{z}{\cos^2 \psi} d\psi \quad \text{IX}$$

By substitution of IX in VI;

$$dV_z = \frac{z}{\pi} q_\psi \cos^2 \psi d\psi \quad \text{X}$$

By substitution of Ψ in Σ we will have:

$$d\sigma_z = \frac{2}{\pi} \left\{ (q+q_1) \left[1 - \frac{z^2}{r^2} (\tan \psi - \tan \psi_1 - B)^2 \right]^{1/2} - q_1 \right\} \cos^2 \psi d\psi$$

Integrating:

$$\sigma_z = \frac{2}{\pi} (q+q_1) \int_{\psi_1}^{\psi_2} \left[1 - \frac{z^2}{r^2} (\tan \psi - \tan \psi_1 - \frac{B}{z})^2 \right]^{1/2} \cos^2 \psi d\psi - \frac{2}{\pi} q_1 \int_{\psi_1}^{\psi_2} \cos^2 \psi d\psi$$

let us take:

$$\sigma_z = \frac{2}{\pi} (q+q_1) I_1 - \frac{2}{\pi} q_1 I_2 \tag{4d}$$

where:

$$I_1 = \int_{\psi_1}^{\psi_2} \left[1 - \frac{z^2}{r^2} (\tan \psi - \tan \psi_1 - \frac{B}{z})^2 \right]^{1/2} \cos^2 \psi d\psi \tag{4e}$$

and

$$I_2 = \int_{\psi_1}^{\psi_2} \cos^2 \psi d\psi = [\sin \psi \cos \psi + \psi]_{\psi_1}^{\psi_2} \tag{4f}$$

the stress at the axis of symmetry at a distance z below the load will be given by

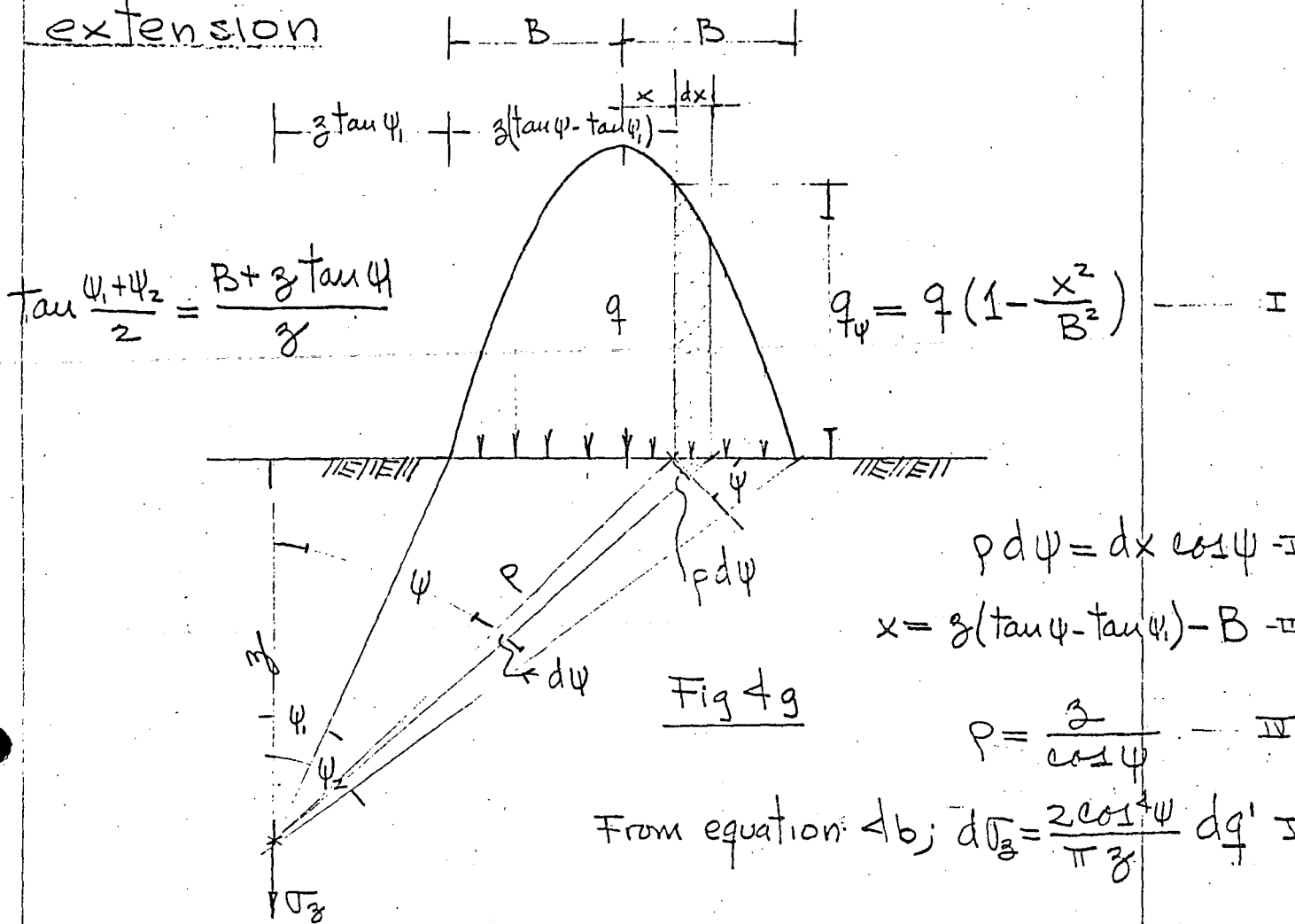
$$\sigma_{z0} = \frac{4}{\pi} [(q+q_1) I_{10} - q_1 I_{20}]$$

where: $I_{10} = \int_0^{\psi_2} \sqrt{1 - (\frac{z}{r})^2 \tan^2 \psi} \cos^2 \psi d\psi$

and $I_{20} = \int_0^{\psi_2} \cos^2 \psi d\psi = \sin \psi_2 \cos \psi_2 + \psi_2$

4d, e, f

Case II: Parabolic load diagram of infinite extension



the figure 4g is self explanatory; then we have:

$dq' = q_\psi dx$ VII

By substitution of VII in I and then From (III-I) and II, IV

we will have

$dq' = q \left\{ 1 - \frac{[z(\tan \psi - \tan \psi_1) - B]^2}{B^2} \right\} z \frac{d\psi}{\cos^2 \psi}$ VIII

By substitution of VIII in VI we have:

$d\sigma_3 = \frac{2}{\pi} q \left\{ 1 - \left[\frac{z}{B} (\tan \psi - \tan \psi_1) - 1 \right]^2 \right\} \cos^2 \psi d\psi$
 $= \frac{2}{\pi} q \left[-\left(\frac{z}{B}\right)^2 (\tan \psi - \tan \psi_1)^2 + 2\left(\frac{z}{B}\right) (\tan \psi - \tan \psi_1) \right] \cos^2 \psi d\psi$

simplifying we have:

$$\frac{d\sigma_z}{\frac{2 \cdot g \cdot z}{\pi \cdot l \cdot B}} = \left[\left(1 + \frac{z}{B} \tan \psi_1\right) \sin 2\psi - \tan \psi_1 \left(2 + \frac{z}{B} \tan \psi_1\right) \cos^2 \psi - \frac{z}{B} \sin^2 \psi \right] d\psi$$

therefore:

$$\sigma_z = \frac{2 \cdot z \cdot g}{\pi \cdot B \cdot l} \cdot I(\psi_1, \psi_2)$$

where:

$$I(\psi_1, \psi_2) = \int_{\psi_1}^{\psi_2} \left[\left(1 + \frac{z}{B} \tan \psi\right) \sin 2\psi - \tan \psi \left(2 + \frac{z}{B} \tan \psi\right) \cos^2 \psi - \frac{z}{B} \sin^2 \psi \right] d\psi$$

$$\text{where; } \frac{z}{B} = \frac{1}{\tan \frac{\psi_1 + \psi_2}{2} - \tan \psi_1}$$

Integrating;

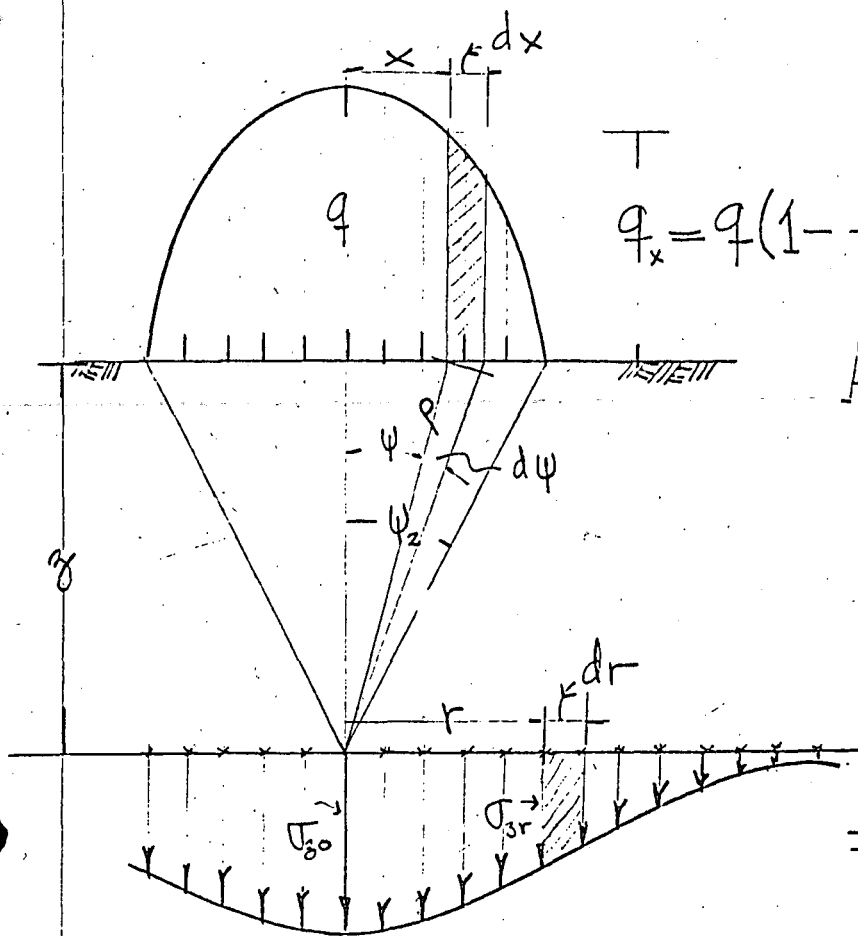
$$I(\psi_1, \psi_2) = \left(1 + \frac{z}{B} \tan \psi_1\right) \left[\frac{\cos 2\psi}{2} \right]_{\psi_2}^{\psi_1} + \tan \psi_1 \left(2 + \frac{z}{B} \tan \psi_1\right) \left[\frac{\psi}{2} + \frac{\sin 2\psi}{4} \right]_{\psi_2}^{\psi_1} + \frac{z}{B} \left[\frac{\psi}{2} - \frac{\sin 2\psi}{4} \right]_{\psi_2}^{\psi_1}$$

$$\text{where; } \frac{z}{B} = \frac{1}{\tan \frac{\psi_1 + \psi_2}{2} - \tan \psi_1}$$

(4, h, i, j)

$$\text{and; } \sigma_z = I(\psi_1, \psi_2) \times \frac{2z}{\pi B} \times g$$

Case III

Circular Paraboloid load diagram.

$$q_x = q \left(1 - \frac{x^2}{B^2}\right) \quad \text{--- (I)}$$

Assumed a:

$$\sigma_{zr} = \sigma_{z0} e^{-kr} \quad \text{--- II}$$

$$r d\psi = dx \cos \psi \quad \text{--- III}$$

$$r = \frac{x}{\cos \psi} \quad \text{--- IV}$$

From equation (3b);

$$d\sigma_{z0} = \frac{3 \cos^5 \psi}{2\pi z^2} dQ \quad \text{--- V}$$

Fig. 4 k

From Fig. 4 k we can see that: $dQ = q_x dA$

$$dQ = 2\pi x q_x dx = 2\pi x q \left(1 - \frac{x^2}{B^2}\right) dx \quad \text{--- VI}$$

$$\left. \begin{aligned} x &= z \tan \psi \\ B &= z \tan \psi_2 \end{aligned} \right\} \text{--- VII}$$

By substitution of III, IV and VII in VI we have:

$$dQ = 2\pi z^2 \tan \psi q \left(1 - \frac{\tan^2 \psi}{\tan^2 \psi_2}\right) \frac{d\psi}{\cos^2 \psi} \quad \text{--- VIII}$$

By substitution of VIII in V;

$$d\sigma_{z0} = 3q \cos^3 \psi \tan \psi \left(1 - \frac{\tan^2 \psi}{\tan^2 \psi_2}\right) d\psi \quad \text{--- IX}$$

Simplifying ~~IX~~ we have:

$$\frac{d\sigma_{z0}}{3q} = \left(\cos^2\psi \sin\psi - \frac{1}{\tan^2\psi_2} \sin^3\psi \right) d\psi \quad \text{--- X}$$

integrating we have:

$$\frac{\sigma_{z0}}{q} = 3 \int_0^{\psi_2} \cos^2\psi \sin\psi d\psi - \frac{3}{\tan^2\psi_2} \int_0^{\psi_2} \sin^3\psi d\psi$$

Hence;

$$\sigma_{z0} = q I(\psi_2) \quad \text{--- XI}$$

where:

$$I(\psi_2) = 1 - \cos^3\psi_2 - \frac{1}{\tan^2\psi_2} (\cos^3\psi_2 - 3\cos\psi_2 + 2) \quad \text{--- XII}$$

we have assumed that

(eq. I) $\sigma_{zr} = \sigma_{z0} e^{-kr}$ and we are going to correct the shape of the curve from the

condition $\sum F_v = 0$ it is to say that the volume of vertical stresses at each horizontal plane is equal to the volume of the circular parabolic load diagram (it is a static condition).

Volume of the circular paraboloid load diagram:

$$Q = 2\pi q \int_0^B \left(x - \frac{x^3}{B^2}\right) dx = \frac{\pi}{2} B^2 q \quad \text{--- XIII}$$

Volume of the stress diagram assumed a depth z ;

$$dQ = 2\pi r \sigma_{zr} dr = 2\pi r \sigma_{z0} e^{-kr} dr \quad \text{--- XIV}$$

integrating equation XIV we have:

$$Q = 2\pi \sigma_{30} \int_0^{\infty} r e^{-kr} dr = 2\pi \sigma_{30} \frac{\Gamma(2)}{k^2}$$

$$Q = 2\pi \sigma_{30} \frac{1}{k^2}$$

From XIII and XV we have:

$$2\pi \sigma_{30} \frac{1}{k^2} = \frac{\pi}{2} B^2 q$$

By substitution of XI in XVI we have:

$$2 \frac{q}{k} I(\psi_2) \frac{1}{k^2} = \frac{1}{2} B^2 \frac{q}{k}$$

$$k^2 = \frac{4}{B^2} I(\psi_2)$$

$$\text{Hence } k = \frac{2}{B} \sqrt{I(\psi_2)}$$

By substitution of XVII and XI in II we have

$$\sigma_{3r} = q I(\psi_2) e^{-\frac{2}{B} \sqrt{I(\psi_2)} r} \quad (A_k)$$

equation (A_k) gives us the value of the vertical stress at any point below the circular parabolic load diagram.

Pressure Distributions and Differential Settlement, in cohesionless and cohesive soils

A) Fundamental concepts:-

The distribution of pressure is very different below footings on cohesionless soil from that below footings on cohesive soil. The distribution also depends greatly on the rigidity of the footing.

A) Flexible footing on the surface of a cohesionless soil carrying a uniformly distributed load:

The soil just outside of the edge of the footing is not under pressure and has no strength. Therefore when load is applied the outer edge undergoes a relatively large settlement. Below the center, the soil develops strength and the settlement is relatively small.

For a rigid footing resting on cohesionless soil the settlement must be uniform therefore it must result in a relatively large pressure under the center and tendency to no pressure at the edge.

For a rigid footing founded below the surface of a cohesionless deposit there is some strength below the edge and therefore pressure is not zero there. For very deep rigid footings on sand the distribution may be similar to cohesive

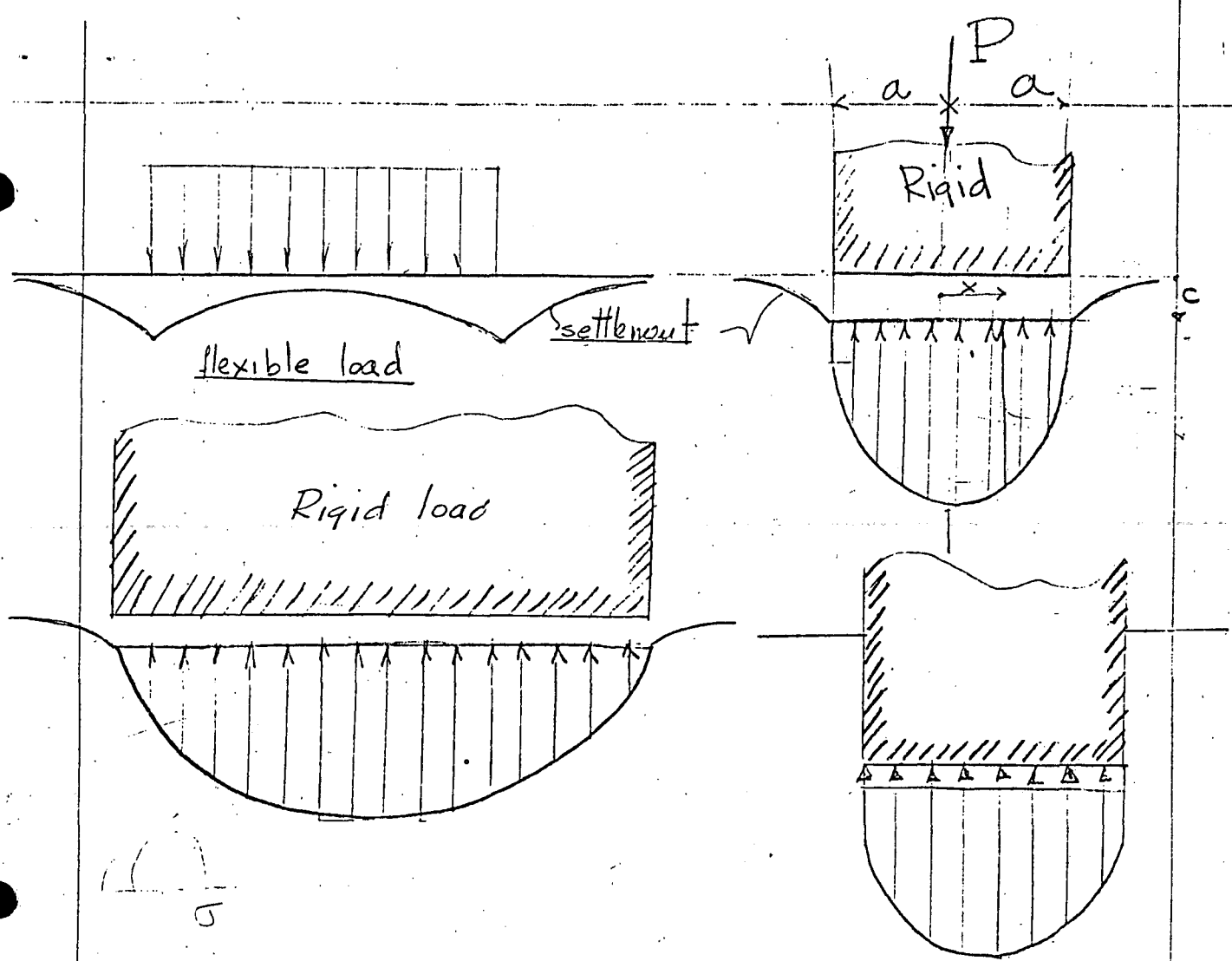


Fig 5 Possible pressure and differential settlements in cohesion less soil (Arena)

A uniformly loaded flexible footing on highly cohesive soil gives condition showed

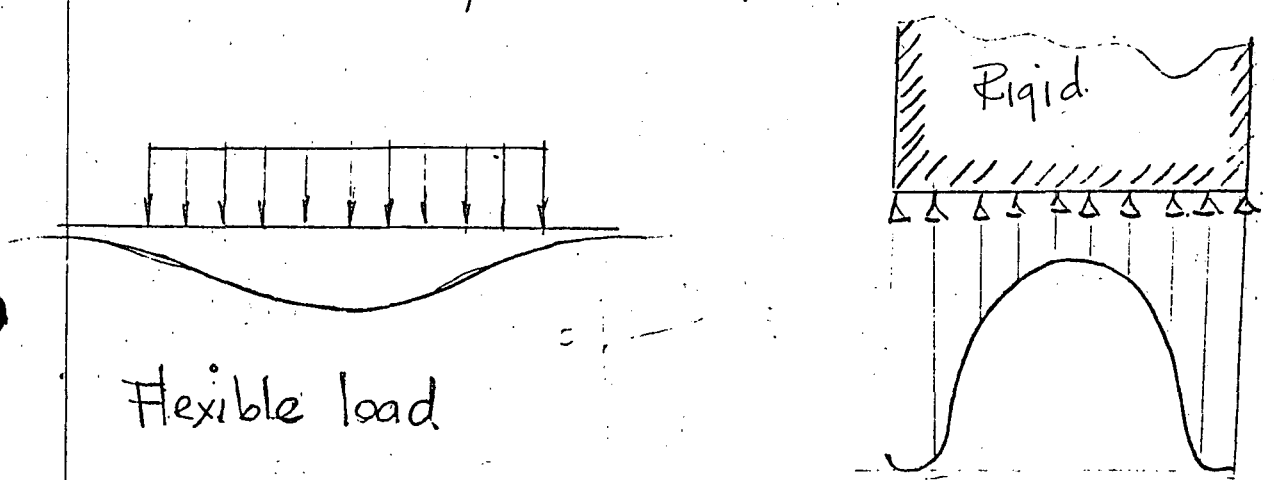


Fig 5a)

Effect of consolidation on Contact pressure over the base of footings on cohesive soil

Rigid Case (Two dimensional)

$d =$ distance to the rigid base

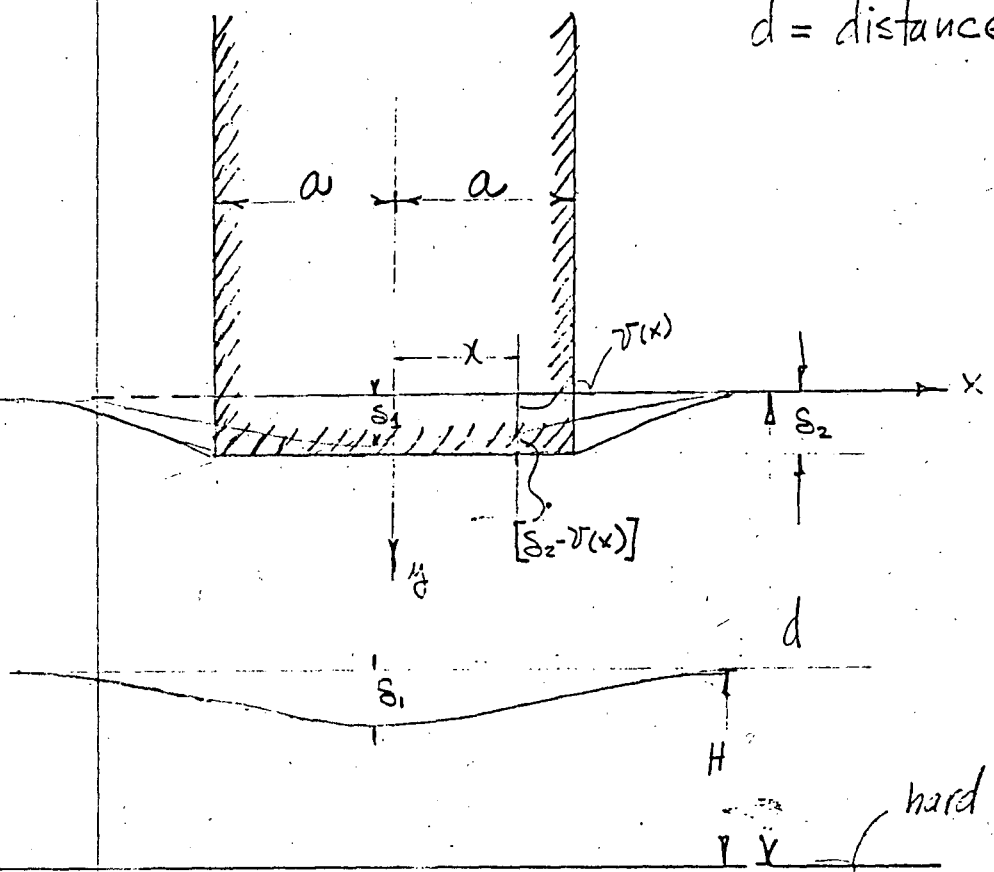


Fig. 6

$v(x)$; settlement curve due to consolidation at time t
 s_1 ; settlement due to consolidation at time t
 s_2 ; settlement measure in the structure at time t'

An elastic solution of this problem can be found

from:

$$[s_2 - v(x)] = \frac{2}{\pi E} \int_E^{a-x} q(r) \log \frac{d}{r} dr - \frac{1+\nu}{\pi E} \int_E^{a-x} q(r) dr$$

$$+ \frac{2}{\pi E} \int_E^{a+x} q(r) \log \frac{d}{r} dr - \frac{1+\nu}{\pi E} \int_E^{a+x} q(r) dr$$

as $E \rightarrow 0$

* see Theory of Elasticity by Timoshenko pages, 91, 95, 96

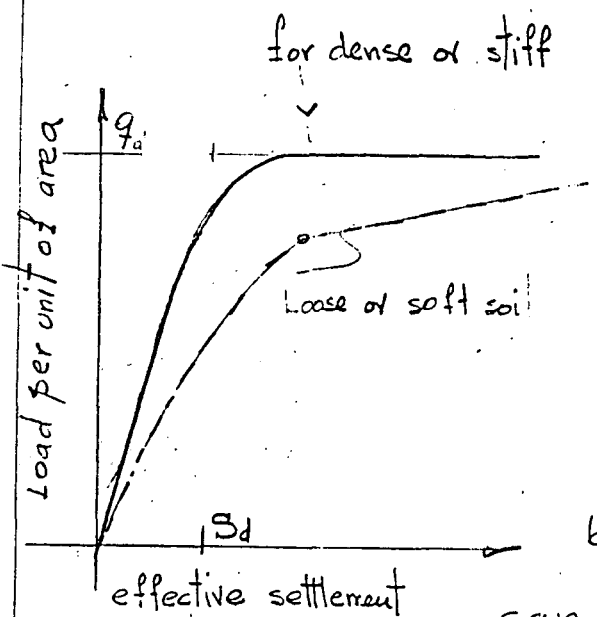
$$[S_2 - v(x)] \pi E = \int_{-a}^x \left[2q(r) \log \frac{d}{r} - (1+\nu) q(r) \right] dr + \int_x^{a+x} \left[2q(r) \log \frac{d}{r} - (1+\nu) q(r) \right] dr \quad \text{①}$$

as $E \rightarrow 0$

finding a $q(x)$ which satisfies equation ① we will have a solution which corresponds to a consolidation-sett. curve, $v(x)$ at some time "t". The effect of $v(x)$ in $q(x)$ will be an increase of pressure at the edge and a decrease in the center $x=0$, (for clays)

Approximate Solution for contact pressure determination, considering effect of consolidation

Fundamental hypothesis:

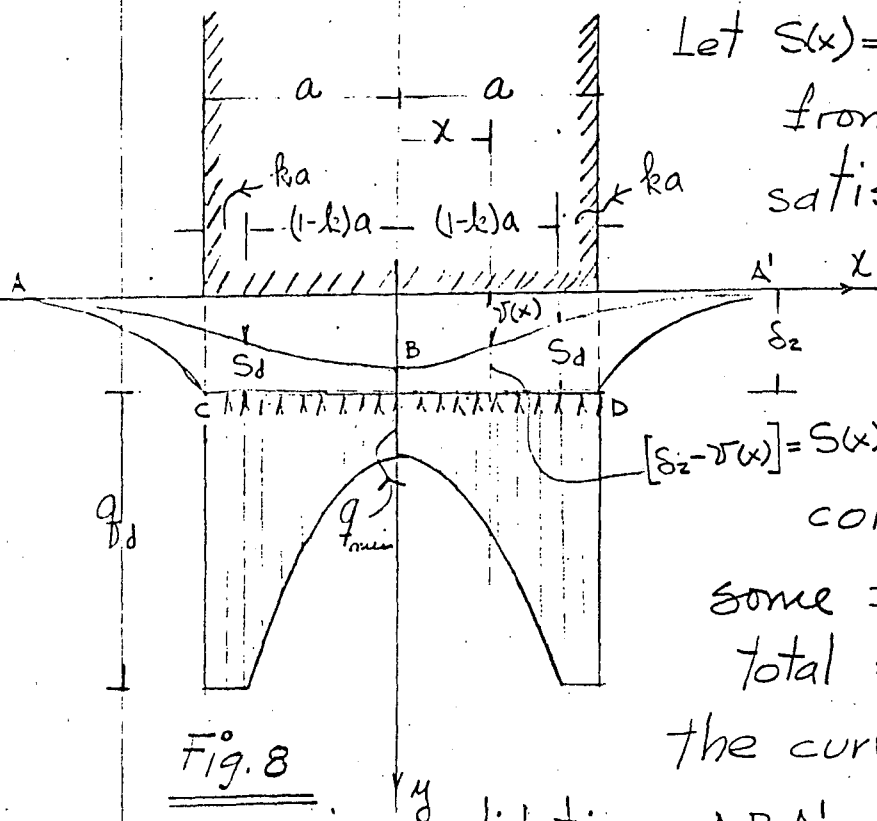


a) When a load is applied on a limited portion of the surface of a soil, which relation for a soil fairly dense or stiff may be represented by a settlement curve (Fig 7), the value of bearing capacity of the soil " q_d "

can be determined for any of the usual methods as well as the corresponding effective settlement " S_d "

b) At $x = \pm a$ (see fig. 8) the contact pressure reaches the bearing capacity of the soil, which value extends until a distance " ka " such that at $x = (1-k)a$ the effective settlement will be " S_d "

the coefficient "k" will depend on the kind of clay and the dimensions of the total contact area.



Let $S(x) = S_2 - \delta(x) =$ effective settlement from diagram of fig 7 and satisfying equilibrium we can find an accurate contact pressure distribution for clays, with a consolidation curve ABA' at some factor time "T" and a total settlement S_2 .

The curve of theoretical consolidation ABA' can be computed in most of the cases considering a uniform load distribution static equivalent to the total load Q_d , if we are able to admit Saint-Venant's principle which states: "If the forces acting on a relative small portion of the surface of an elastic body, are replaced by another statically equivalent system of forces acting on the same portion of the surface, this redistribution of loading produces substantial changes in the stresses locally, but has a negligible effect on the stresses at distances which are large in comparison with the linear dimensions of the surface on which

the forces are changed." On the other hand if the distance to the middle surface of the layer what is going to be consolidated is smaller than " $2a$ ", we can do the following: we compute two time-settlements curves, one for each distribution of contact pressure and we can interpolate in accord with the kind of surface soil (Sand or clay), as it was done in the numerical example of the stockhouse silos of Universal Atlas Cement Co.

The method described can be used for the two dimensional problem, as well as the three dimensional,

Mr. R. H. Wingate in his thesis describes this phenomenon in the following way:

The flexible building shown in (Fig. 9a) will exert on the soil immediately below it a pressure distribution which is approximately uniform; it is shown by curve (1). This pressure distribution, will cause a bell shaped pressure distribution at the surface of the buried compressible stratum as shown by curve (2) Fig. 9. Under this pressure distribution the surface of the compressible stratum will undergo a settlement pattern of the shape shown by curve (3).

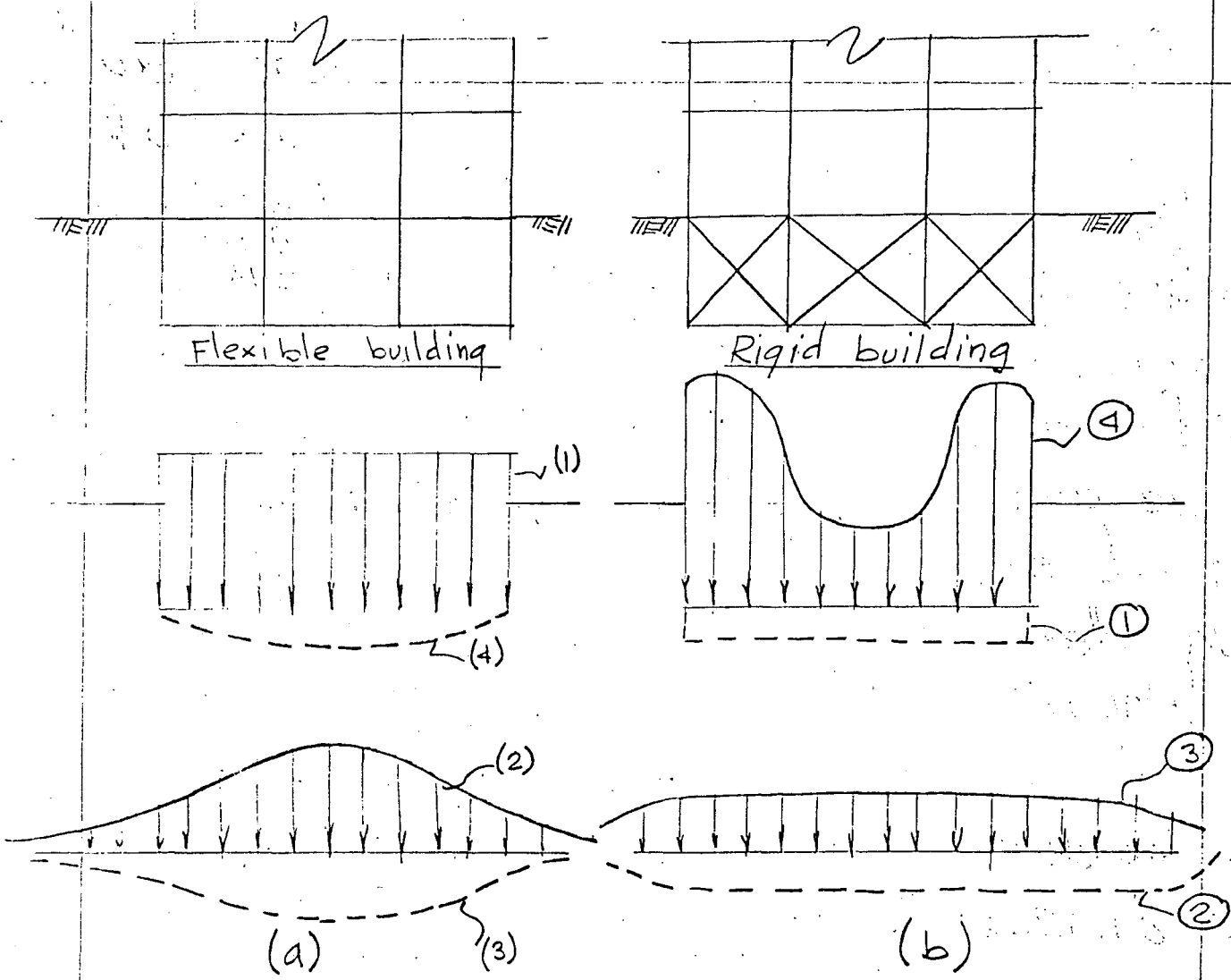


Fig. 9

If the soil above is of much better quality as a foundation material than the soil of the compressible stratum, it is reasonable to assume that the compressible stratum is the source of practically all the settlement, and the settlement pattern at the foundation level is curve (4), which is similar or equal to curve (3).

For a rigid building shown in Fig 9 b, the settlement pattern is known, and thus the curves must be considered in reverse order as compared with (a). The building must

20

settle uniformly and must cause an approximately uniform compression of the buried clay stratum as shown in curve (2). For uniform compression of the stratum the stress must be about uniform, as shown in curve (3). By reverting to (a) and noting that pressure distribution curve (2) results from the uniform pressure distribution curve (1), it may be deduced that in (b) the surface pressure distribution required to cause distribution curve (3) is of the form of distribution curve (4).

From this deductions the following conclusions may be drawn:

- a) If an approximately uniform load is applied to the soil above a buried compressible stratum, greater settlement occurs at the center than at the edges of the loaded area
- b) If a rigid foundation mat undergoes settlement because of compression of a buried stratum, the stress near the edges of the loaded area is greater than that near the center.

The only one comentary respect to Mr. R. H. Wingate's thesis is: Everything he states may be correct only for a certain relation of dimensions of the foundation to the depth at

what the buried compressible layer is located.

Rigid Case (Tridimensional circular footing)

A₁O'B₁ settlement curve due to consolidation

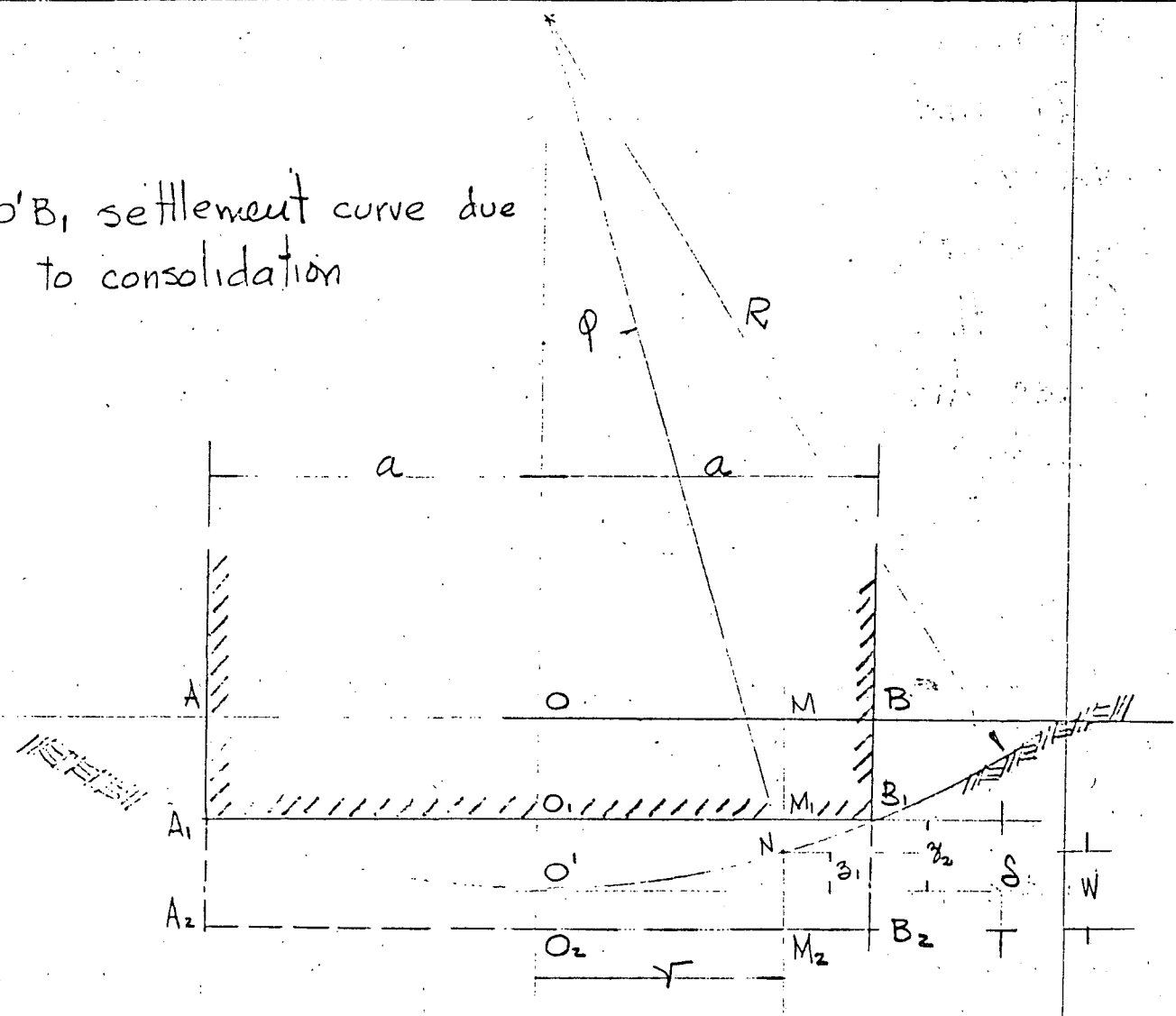


Fig 10

We assume that these two bodies, one has a spherical surface and the other remain plane.

If there is not pressure between the bodies we have contact at two points A₁ and B₁, the distance from the plane tangent at O' to N will be

$$y_1 = R(1 - \cos \phi) \approx \frac{r^2}{2R} \quad (2)$$

z_2 differential settlement due to consolidation

If the bodies are pressed together along the normal at o by a force P, there will be a local deformation near the point of contact producing contact over small surface, then assuming that over the total surface there is contact, and let us define w displacement due to the local deformation in direction z.

Considering that plane AB remains relatively immovable during local deformation in which any two points of the bodies will approach each other by a certain amount "S" and then w will be:

$$w = S - (z_2 - z_1) = (S - z_2) + \frac{r^2}{2R} \quad (3)$$

From the condition of symmetry it can be concluded that the intensity q of pressure and the corresponding deformation are symmetrical with respect to the center "o".

the total deflection at r will be

$$* w = \frac{1-\nu^2}{\pi E} \iint q(r) ds dV \quad (4)$$

* See Theory of Elasticity By Timoshenko and Goodier Pages 362, 382

From (2) and (3) we have

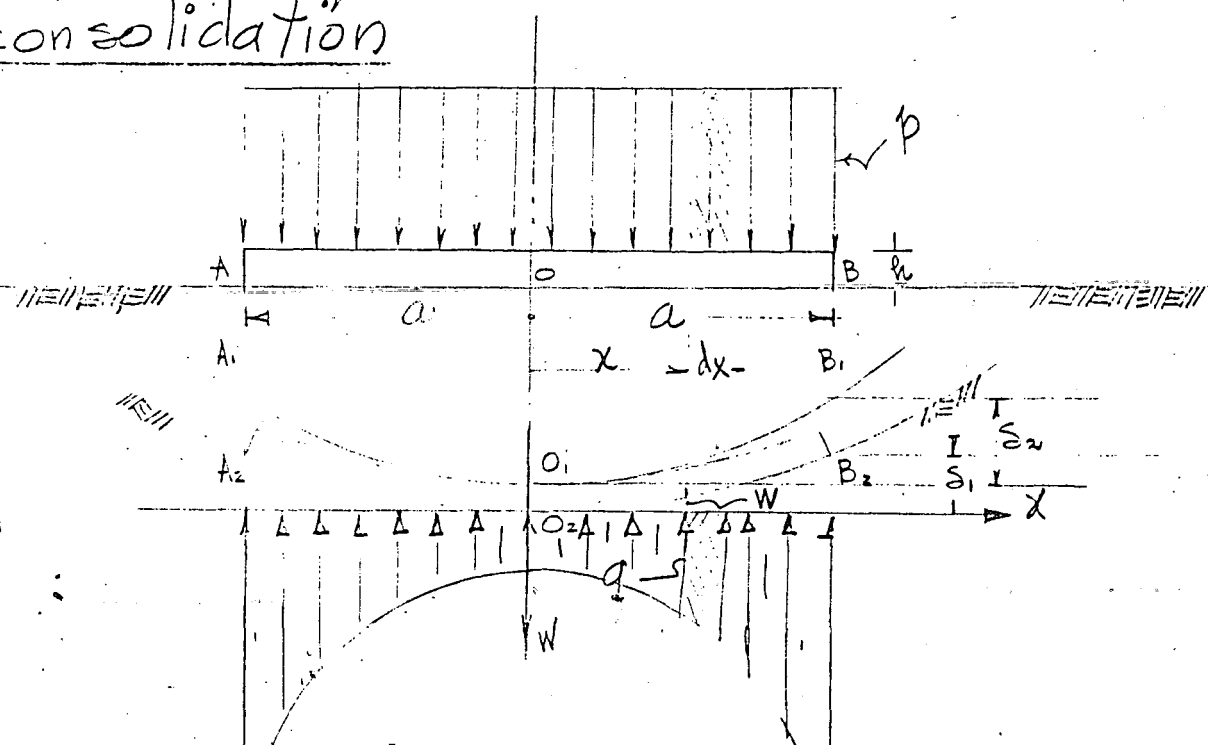
$$\left\{ (\delta - \delta_2) + \frac{\gamma^2}{2R} = \frac{1-\gamma^2}{\pi E} \iint q(r) ds d\psi \right\} \quad (5)$$

then we must find an expression $q(r)$ such as to satisfy equation (5)

In a similar way we may proceed for rectangular shape.

We may use expression (3) for the two dimensional case also.

Distribution of contact pressure, considering rigidity of foundation and settlement due to consolidation



- $\Delta O B$ initial position of plate
- $A_1 O_1 B_1$ settlement curve due to consolidation
- $A_2 O_2 B_2$ True settlement curve
- $S_2 =$ differential settlement due to consolidation
- $S_1 =$ true differential settlement $\Rightarrow 0 < S_1 < S_2$
- $E_p =$ Modulus of elasticity of plate
- $E_s =$ " " " " soil
- $\nu_p =$ Poisson's ratio of plate
- $\nu_s =$ " " " " soil
- $h =$ thickness of plate
- $D = \frac{E_p h^3}{12(1-\nu_p^2)} =$ flexural rigidity of plate

Fig. 11. Plate under cylindrical bending

The differential equation for cylindrical bending of plates is:

$$D \frac{d^2 W}{dx^2} = -M \quad (6)$$

differentiating twice equation (6) we get

$$D \frac{d^4 W}{dx^4} = -\frac{d^2 M}{dx^2} \quad (7)$$

From equilibrium; $\frac{d^2 M}{dx^2} = -(p-q)$ ————— (8)

then from (8) and (7) the contact pressure is

$$\left\{ q(x) = p + D \frac{d^4 W}{dx^4} \right\} \quad (9)$$

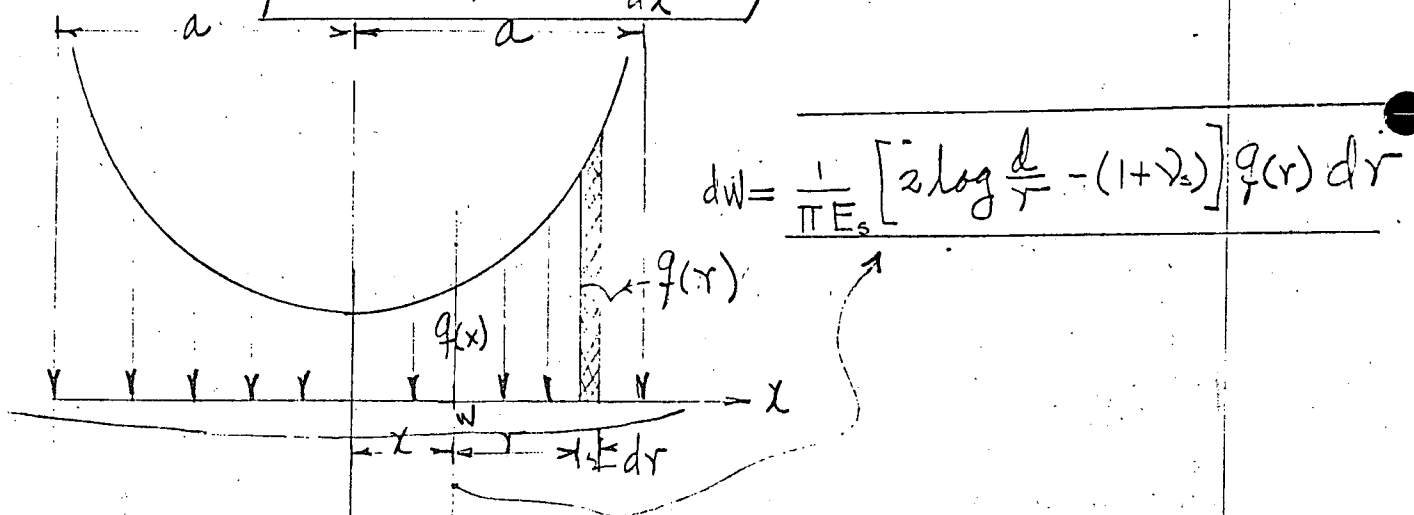


Fig 12 Deformation in the soil due to $q(x)$

the slope of the deformation curve in soil will be:

$$\frac{dw}{dx} = \frac{2}{\pi E_s} q(x) \log \frac{d}{x} - \frac{1+\gamma_s}{\pi E_s} q(x) \quad (10)$$

where "d" = distance from the surface to the rigid base.

Since the vertical deflection of the plate should be equal to the vertical deflection of the foundation, condition which will let to us

to correlate elastic constants in slab and in foundation.

By substitution of (9) in (10) we have

$$\frac{dw}{dx} = \frac{1}{\pi E_s} \left[2 \log \frac{d}{x} - (1 + \nu_s) \right] \left(p + D \frac{d^4 w}{dx^4} \right)$$

$$\left\{ \frac{d^4 w}{dx^4} + \frac{\pi E_s}{D \left[(1 + \nu_s) - 2 \log \frac{d}{x} \right]} \frac{dw}{dx} = - \frac{p}{D} \right\} \quad (11)$$

Solving equation (11) and considering the boundary conditions:

$$\left. \begin{aligned} w(0) &= 0 \\ w(\pm a) &= s_1 \\ w_x(0) &= 0 \end{aligned} \right\} (12)$$

Hence From (12) and (11) we find:

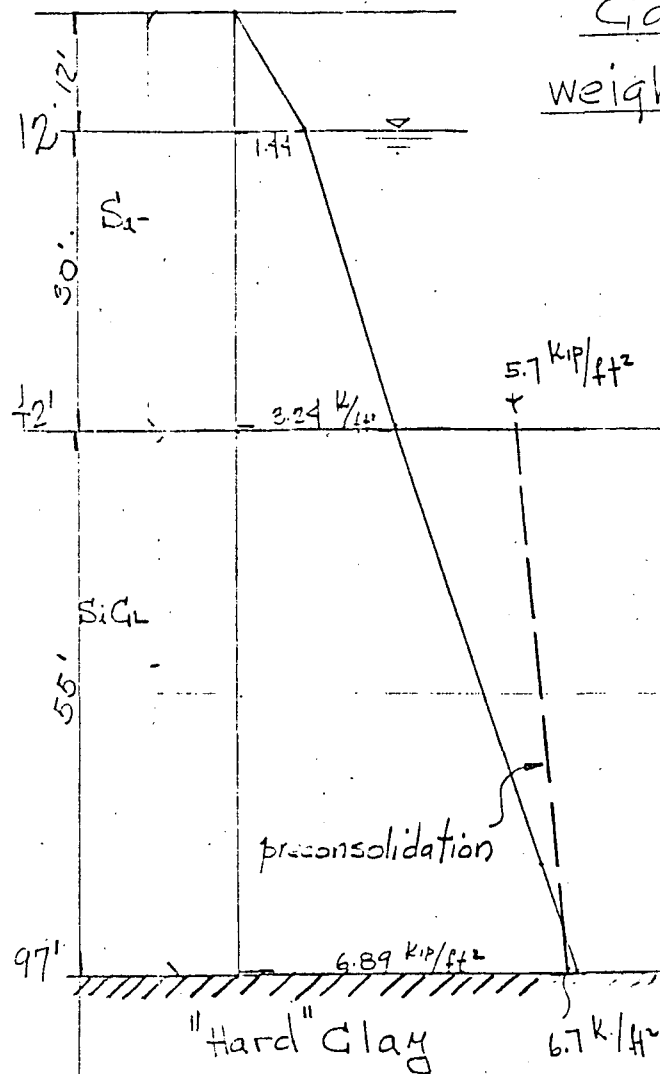
$$\left\{ w = f(x, E_s, E_p, \nu_s, \nu_p, s_1) \right\} \quad (13)$$

then by substitution of (13) in (9) we get

$q(x)$; (as verification we must have
 $a \cdot \sum F_y = 0$)

Calculation of settlement STOCK SILOS

Calculation of stresses due to weight of overburden.



0-12'	$12 \times 120 = 1440$	$\frac{163}{ft^2} = 1.4$	$\frac{kip}{ft^2}$
12'-42'	$30 \times 60 = 1800$	$= 1.98$	$\frac{kip}{ft^2}$
		3.38	$\frac{kip}{ft^2}$
42'-97'	$55 \times 66 = 3,650$	$\frac{kip}{ft^2} = 3.65$	$\frac{kip}{ft^2}$
		6.89	$\frac{kip}{ft^2}$

Total load:

$$Q = q \cdot A = 7.4 \times 100 \times 158$$

$$Q = 11700 \text{ Kips}$$

Fig. a

Possible distribution of contact pressure

Average unit load $q_a = 7.4 \text{ k./ft}^2$

Total load $Q_a = q_a A = 100 \times 158 \times 7.4$

$Q_a = 117000 \text{ Kip}$

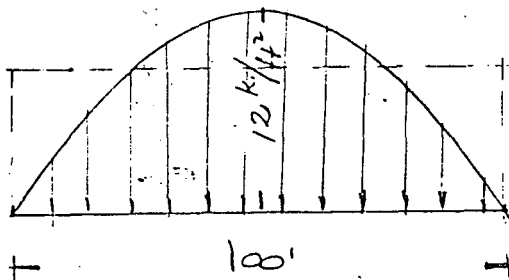
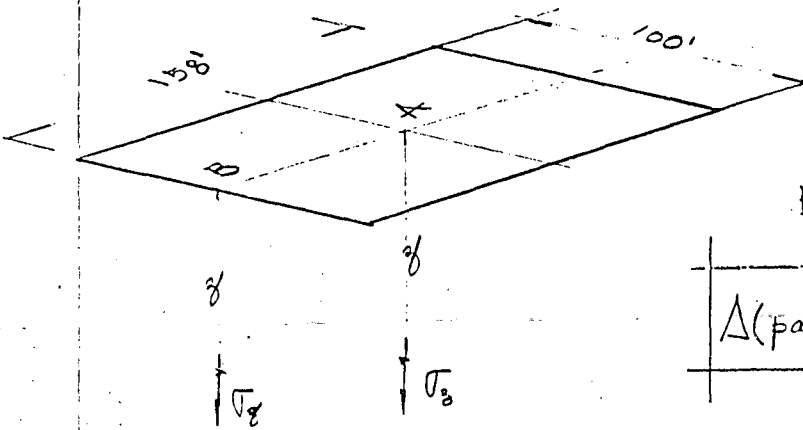
Estimation of q_{max}

$$\Delta(\text{parabola}) = \frac{4}{3} B q_m$$

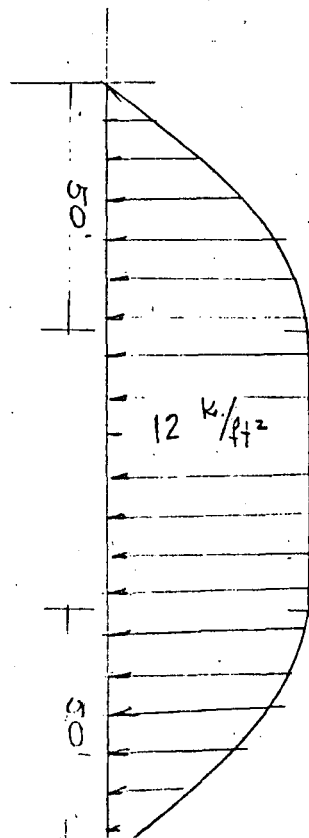
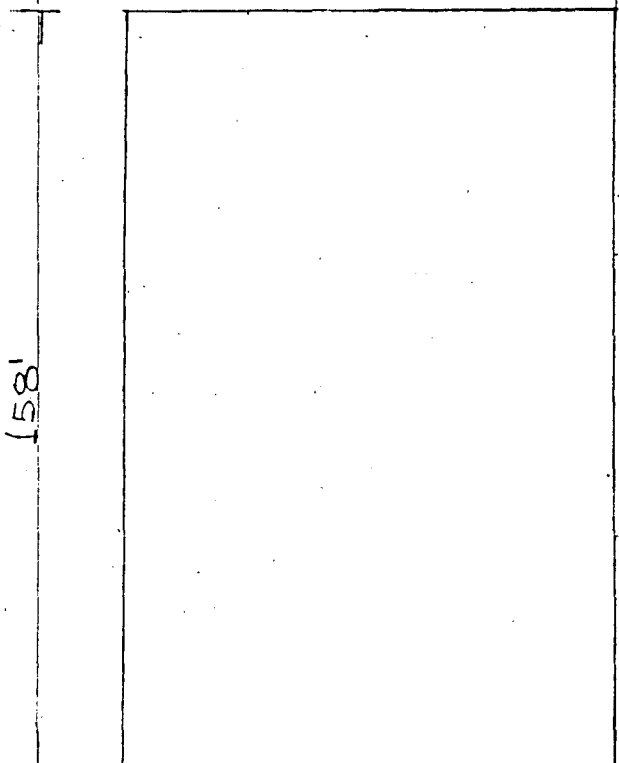
$$\frac{4}{3} \times 50 \times q_m = 7.4 \times 100$$

$$q_m = 10.1 \text{ k./ft}^2$$

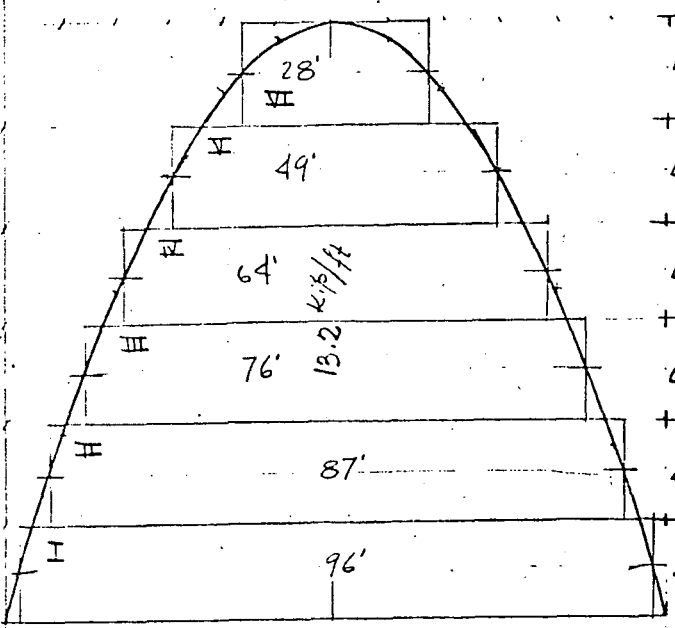
$$q_m \approx 12 \text{ k./ft}^2$$



$$q_a = 7.4 \frac{\text{k}}{\text{ft}^2}$$



Flexible Load on rectangular area to produce almost uniform settlement



$A_I = 96 \times 154 = 14800$
$A_{II} = 87 \times 145 = 12600$
$A_{III} = 76 \times 134 = 10200$
$A_{IV} = 64 \times 122 = 7700$
$A_V = 49 \times 108 = 5300$
$A_{VI} = 28 \times 85 = 2400$
$\Sigma A = 53000$

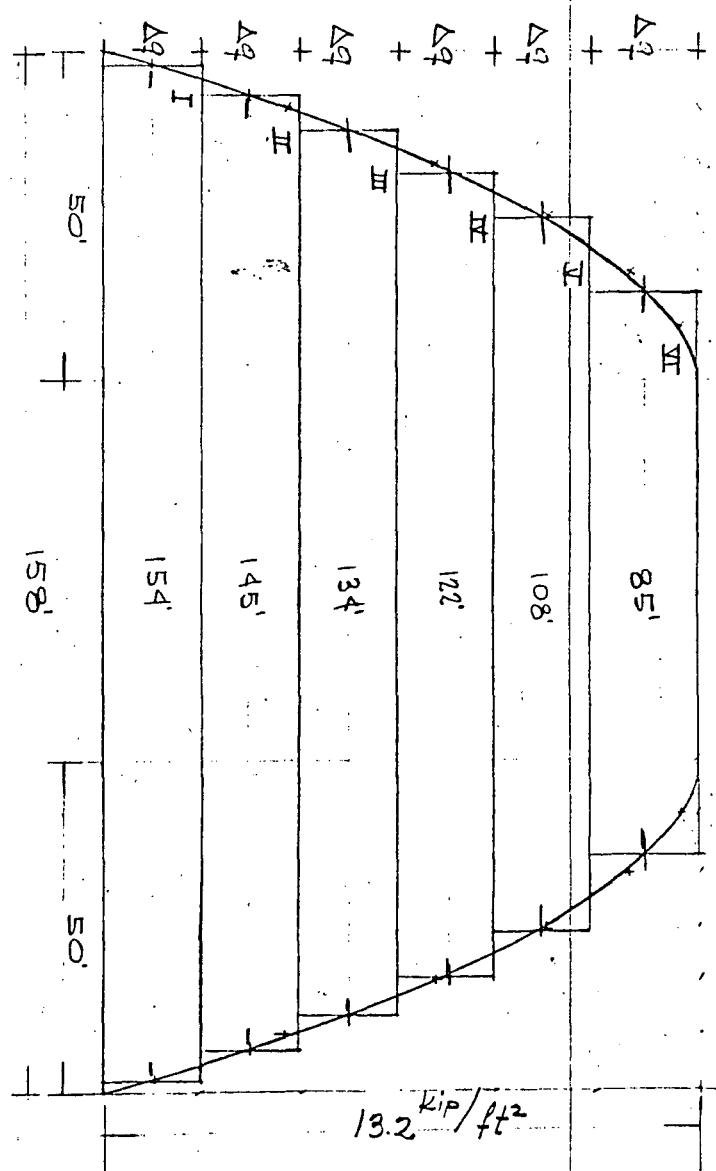
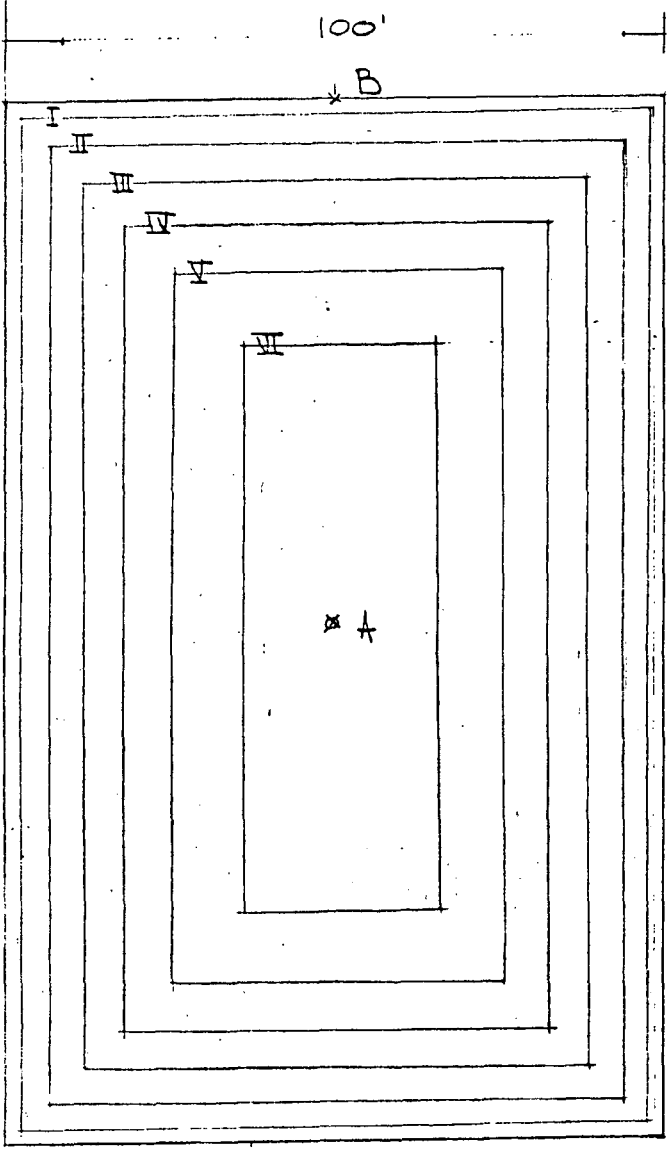
$(Q_a = \Delta q \Sigma A = 106000 \text{ kip})$

correction in Δq ;

$\Delta q' = \frac{Q_a}{\Sigma A} = \frac{117000}{53000} = 2.2 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^2}$

correction in q_{max} ;

$q_{max} = 2.2 \times 6 = 13.2 \text{ kip/ft}^2$



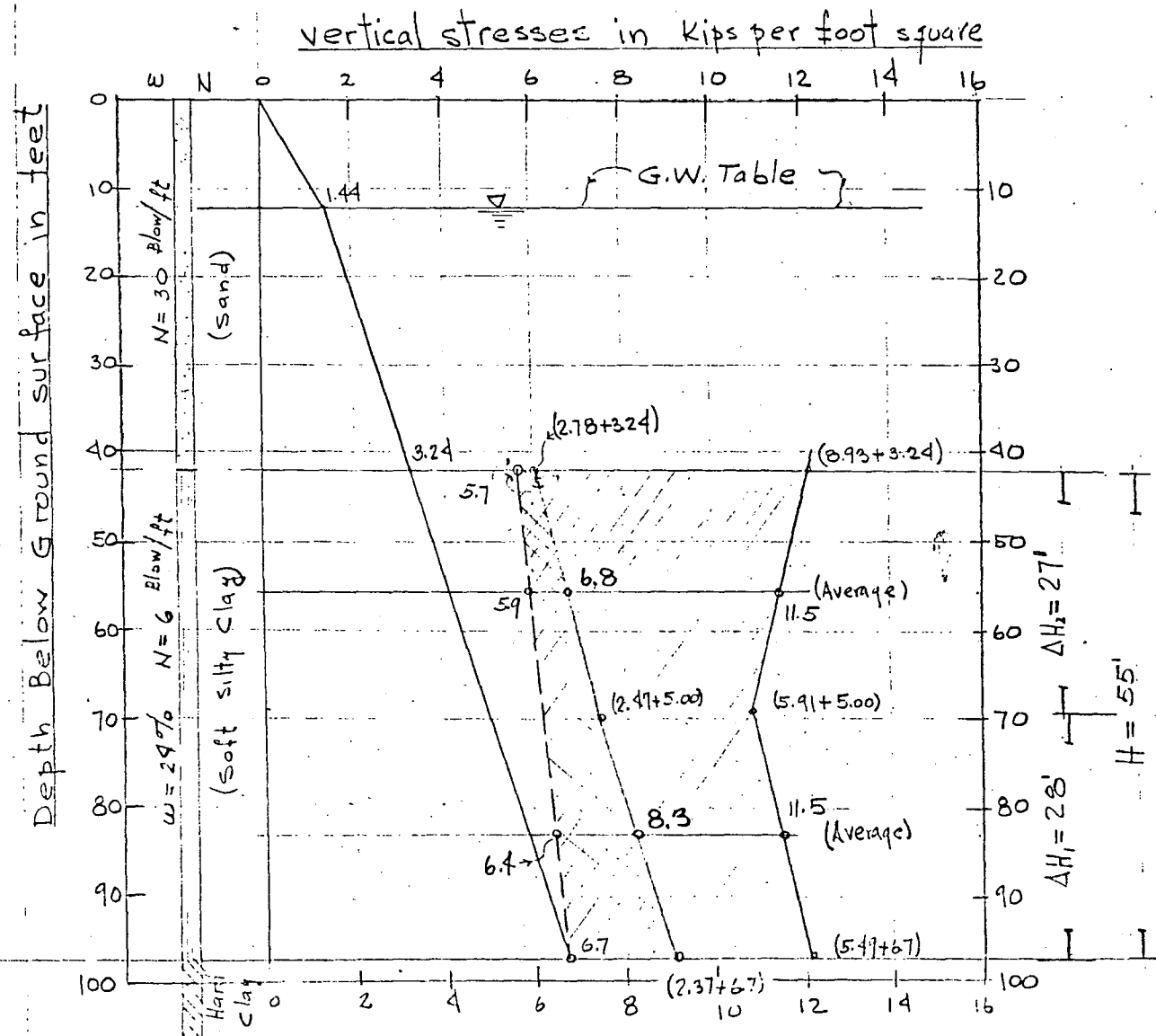
$$m' = \frac{B}{.75z} ; n' = \frac{L}{.75z} \quad m = \frac{B}{z} ; n = \frac{L}{z} \quad \Delta\sigma_z = I_{\sigma} \Delta q$$

Tabulation of computation of stresses $\Delta q = 2.2 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^2}$

Below Point increment	B (ft.)	L (ft.)	No. of squares	z = 42'				z = 69'				* z = 97'; (z' = 73')			
				m	n	I _σ	Δσ _z ($\frac{\text{kip}}{\text{ft}^2}$)	m	n	I _σ	Δσ _z ($\frac{\text{kip}}{\text{ft}^2}$)	m'	n'	I _σ	Δσ _z ($\frac{\text{kip}}{\text{ft}^2}$)
A	I 48	77	4	1.14	1.83	.217	1.91	.695	1.11	.152	1.34	.660	1.06	.148	1.30
	II 43.5	72.5	4	1.03	1.72	.205	1.80	.630	1.05	.144	1.27	.597	1.00	.136	1.20
	III 38	67	4	.905	1.59	.195	1.72	.550	.971	.129	1.14	.522	.920	.122	1.07
	IV 32	61	4	.763	1.45	.169	1.49	.465	.885	.108	.95	.440	.840	.102	.90
	V 24.5	54	4	.585	1.28	.138	1.21	.355	.782	.099	.77	.338	.742	.076	.67
	VI 14	42.5	4	.334	1.01	.090	.79	.203	.618	.048	.42	.192	.584	.040	.35
	Σ						8.93				5.91				5.49
B	I 48	154	2	1.14	3.67	.213	.937	.695	2.23	.170	.749	.660	2.11	.162	.713
		2	2		.048	-.014	-.062		.029	-.008	-.025		.027	-.006	-.026
	II 43.5	145	2	1.03	3.46	.207	.910	.630	2.10	.160	.705	.597	1.99	.151	.664
		65	2		.155	-.044	-.194		.094	-.020	-.088		.099	-.018	-.079
	III 38	134	2	.905	3.20	.196	.862	.550	1.94	.146	.692	.522	1.84	.140	.615
		12	2		.286	-.072	-.317		.174	-.034	-.149		.165	-.031	-.126
	IV 32	122	2	.763	3.05	.182	.800	.465	1.77	.128	.563	.440	1.67	.120	.529
		18	2		.430	-.096	-.422		.261	-.046	-.202		.247	-.042	-.185
	V 24.5	108	2	.585	2.58	.148	.651	.355	1.57	.096	.422	.338	1.48	.093	.409
		25	2		.595	-.103	-.447		.362	-.050	-.220		.342	-.046	-.202
	VI 14	85	2	.334	2.02	.096	.422	.203	1.23	.060	.264	.192	1.17	.052	.228
		36.5	2		.870	-.082	-.360		.530	-.042	-.185		.500	-.036	-.158
Σ						2.78			2.47				2.37		

* At z = 97' it has been considered the influence of a rigid lower boundary on the stresses produced by surface loads. (Terzaghi Theoretical Soil Mechanics pages 416-429)

- stresses due to overburden
- - - preconsolidation stresses
- stresses below point B
- stresses below point A



Settlement computation

$$s = H \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

C_c = compression index = 0.22

e_0 = initial void ratio = 0.67 for $w = 24\%$

$$\frac{C_c}{1+e_0} = \frac{0.22}{1+0.67} = 0.13$$

Point "A" (we have considered two layers)

$$\Delta p_{A1} = 27 \times 0.13 \times \log \frac{11.5}{5.9} = 1.04'$$

$$\Delta p_{A2} = 27 \times 0.13 \times \log \frac{11.5}{6.4} = 0.90'$$

$$p_A = \Delta p_{A1} + \Delta p_{A2} = 1.04 + 0.90 = 1.94' = 23''$$

(1.7)

Point "B"

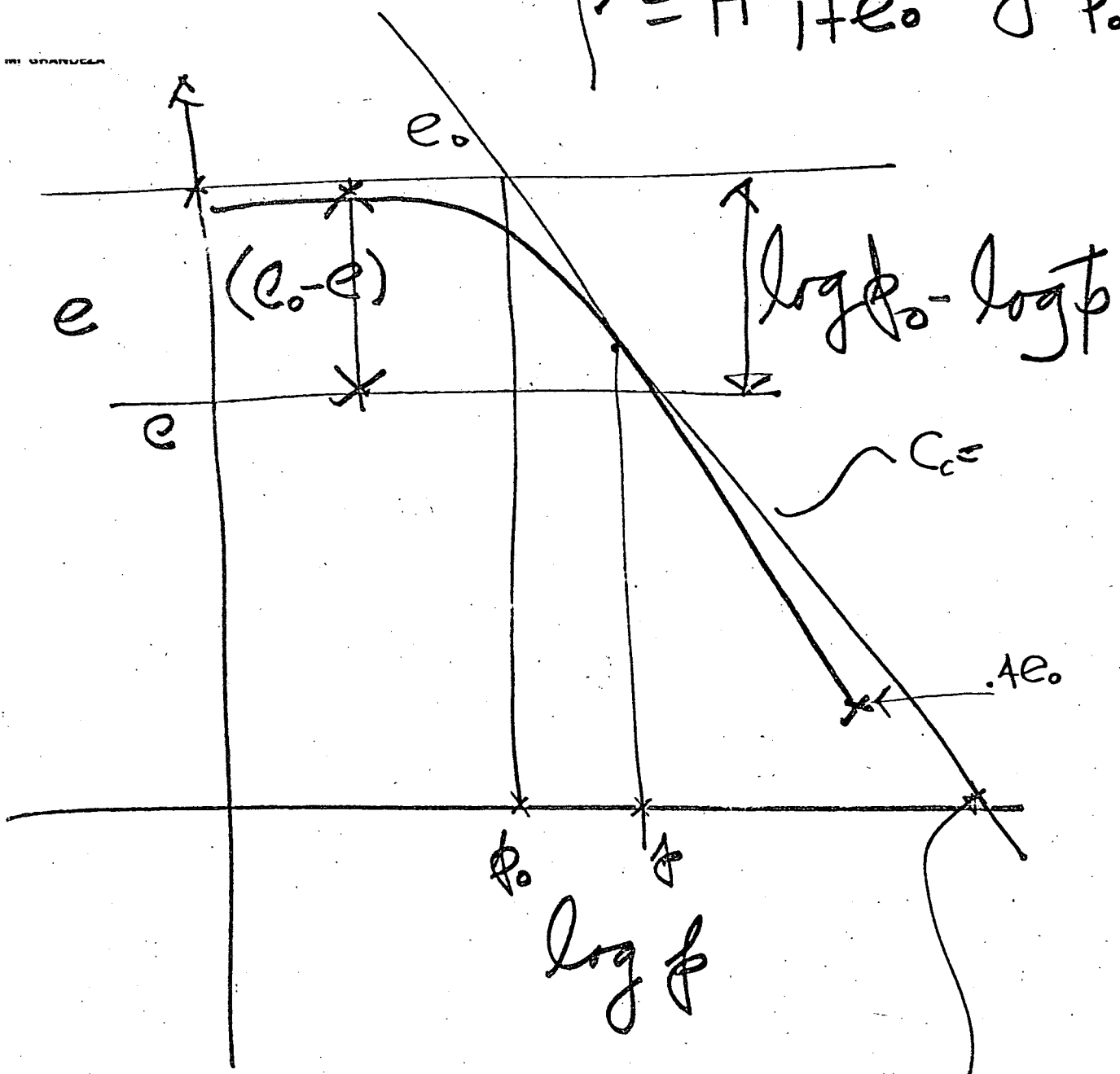
$$\Delta p_{B1} = 28 \times 0.13 \times \log \frac{6.8}{5.9} = 0.222'$$

$$\Delta p_{B2} = 28 \times 0.13 \times \log \frac{8.3}{6.4} = 0.406'$$

$$p_B = \Delta p_{B1} + \Delta p_{B2} = 0.222 + 0.406 = 0.628' = 7.6''$$

(1.58)

$$p = H \frac{C_0}{1+e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$



$$C_c = \frac{e_0 - e}{\log p_0 - \log p}$$

$$e = e_0 - C_c \log \frac{p}{p_0}$$

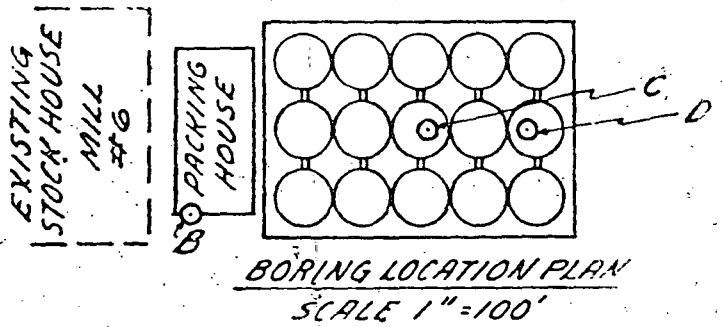
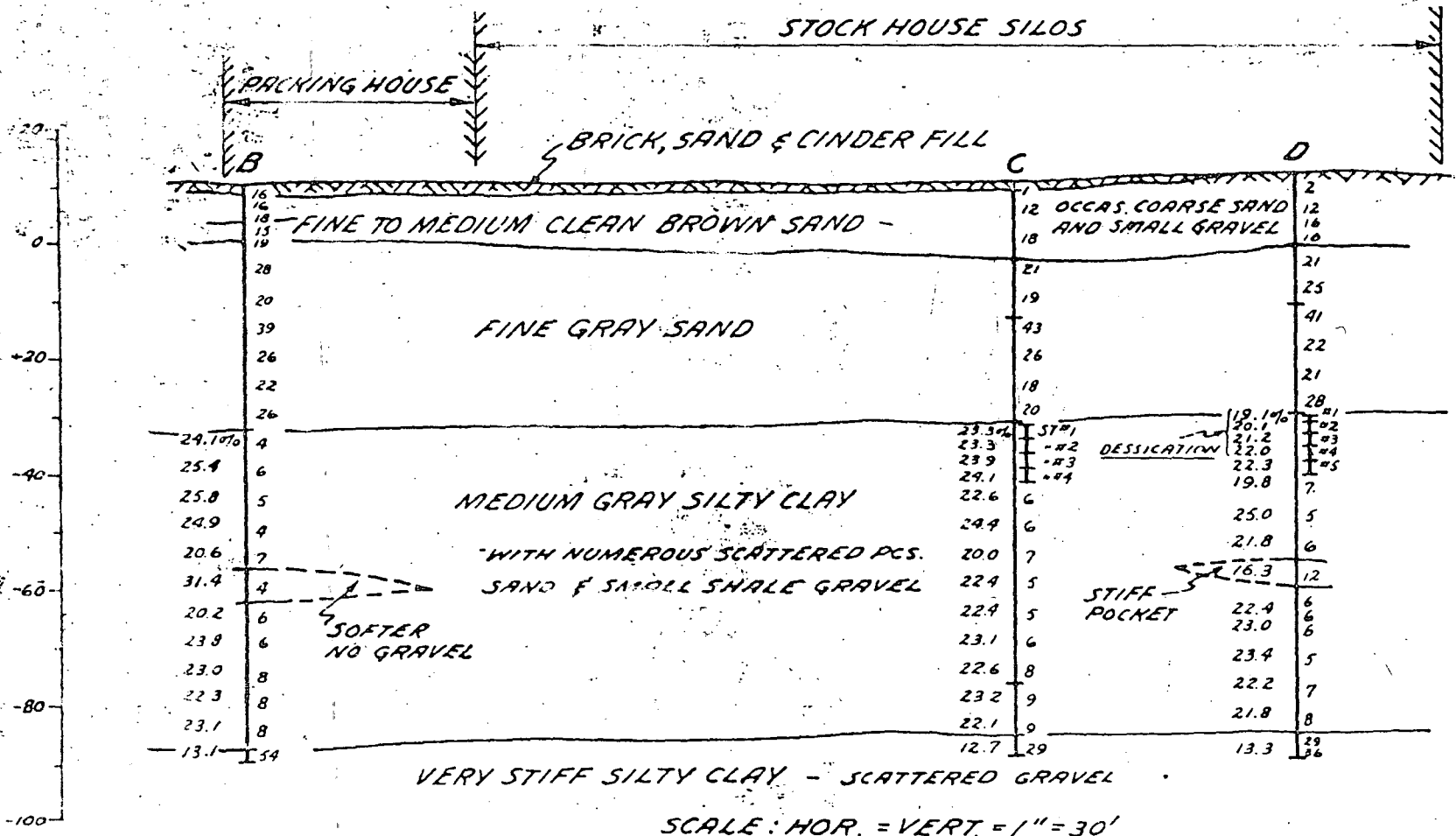
While we do have some straightforward methods for determining the settlement of a clay soil if we have the proper laboratory tests to evaluate the soil properties, we do not have any straightforward method for predicting the settlements of a foundation on sand. The tables given in the various texts of an empirical relationship between the number of blows on the sampling spoon in sand and the settlement of a given foundation on sand is often misleading and is generally very far on the conservative side. Not only is the penetration resistance on the conservative side for estimating settlements, but it is also on the conservative side for estimating allowable maximum bearing values to avoid bearing capacity failures on sand. I shall illustrate this point with some of my case histories. Because of the poor correlations on sands, one often has to use judgment and experience in making predictions. Of course, the only way to gain experience is by knowing what settlement has occurred on foundations on similar soils in the past. When we consider all the structures that have been built and all the opportunities we have had for measuring settlement of existing structures, we should be ashamed as engineers not to have gathered far more settlement records than are presently available. I blame all of us for not insisting more frequently and more emphatically than we do that settlement records be taken. I also blame the short-sighted owner who won't spend any money once the structure is designed and built. At least he doesn't want to spend any money until he is in trouble. One can sympathize with a private owner or a small company that only builds a structure once or twice in a lifetime. But one cannot forgive the many very large companies that build many structures, and could well afford to take complete settlement records on at least some of them. It is sometimes difficult to explain to them that taking settlement readings is for their own interest and may save them considerable sums in the future. I have been asked so many times by large companies if they can increase the loads on their foundations above which they have been designed because they have changed the purpose of the building or want to add floors or some other such reason. Invariably when I ask, well, what settlement do you have under the existing load, I am told, we don't have any records. Then again when a company wants to expand by adding on to existing buildings, settlement records of the existing footings could easily result in using higher bearing values on the addition, but without the information would force one to build the addition with the same bearing values.

In some instances, where large corporations actually do want to get settlement records, they frequently fail to do so or else fail to get adequate records. I have known so many cases in which I have been promised settlement readings and somehow nothing happened. In other cases due to lack of communications, no bench marks were set until after the building was erected, which of course is too late. In other cases the reference bench mark has been lost. In still other cases I have known, the contractors have destroyed the bench marks set on the foundations. The above comments indicate that to obtain useful settlement records, one has to plan carefully for the records, and set up the proper machinery to see that it is carried out. I would like to elaborate further on this, but must now proceed to describe the cases.

Some ten years ago I had the opportunity of directing the foundation investigation and making a foundation report for the construction of a large cement facility in West Gary, Indiana. Part of the complex involved a group of large cement storage silos, fifteen in number, resting on a large mat footing. Shown in Figure 1 are the soil conditions under the silo, and it is seen that the top 40 feet consist of medium dense sand, under which is a 50 foot layer of soft gray silty clay of about 1/2 ton per square foot unconfined strength. The clay is quite uniform as indicated by the water content which averages about 23 per cent. Below the silty clay are layers of glacial till of increasing hardness to bedrock at 140 feet. The soil below this gray silty clay layer can for all practical purposes be considered not compressible, and the settlement of the silos will be due to the consolidation of the silty clay and whatever settlement is caused by the compression of the sand. Some 60 borings were made, and it is seen in Figure 2 that the elevation of the top of the soft clay or the bottom of the sand is virtually the same over the entire site, and the water contents of the soft clay and its thickness is quite constant. Therefore it was assumed that if careful tests were made on continuous 5-inch tube samples taken through this soft layer that these test results would be representative of the soil properties in the 50-foot soft clay layer over the entire site. Figure 3 indicates the void ratio pressure curves for the samples at various depths in the soft clay. Note how parallel the curves are. Figure 4 shows the tabulation of the soil properties from the void ratio pressure diagrams. Shown on Figure 5 are the preconsolidation stresses versus depth in the soft clay layer. Also shown are the preconsolidation stresses as determined from soils taken through an old stream bed which was discovered on the top of the clay and just below the sand. Since it is seen that the clay is overconsolidated but the soil in the stream bed is normally consolidated, one must conclude that the 50-foot clay layer was consolidated by drying before the sand was deposited and when the level of Lake Michigan was at an unusually low elevation. The subsequent raising of the lake and drowning of the stream bed left the soft deposit which later became normally consolidated under the weight of the sand deposited by literal drift along the shore. Thus it is important that the preconsolidation as determined by the tests be considered in computations of the settlement as shown in the next slide. Shown in Figure 6 are results of calculations on existing structures on the site assuming that the fifty foot clay layer is normally consolidated and also assuming that it is overconsolidated as determined from the laboratory tests. It is seen that the settlement computed, assuming no overconsolidation is much larger than actually observed, and the calculations made assuming the determined overconsolidation give results which are in reasonable agreement with the known settlements. Therefore, one has a reliable method of predicting the settlements of the large cement silos, since the calculations were in reasonable agreement with the known settlement of other structures on the same soil layer.

The predictions of the settlement are shown in Figure 7 together with the observed. Here we have a ten year record. I consider myself very lucky to have such good agreement with the maximum predicted and observed

ELEVATION - PLANT DATUM



GEOLOGIC SECTION THROUGH STOCK HOUSE SILOS

37

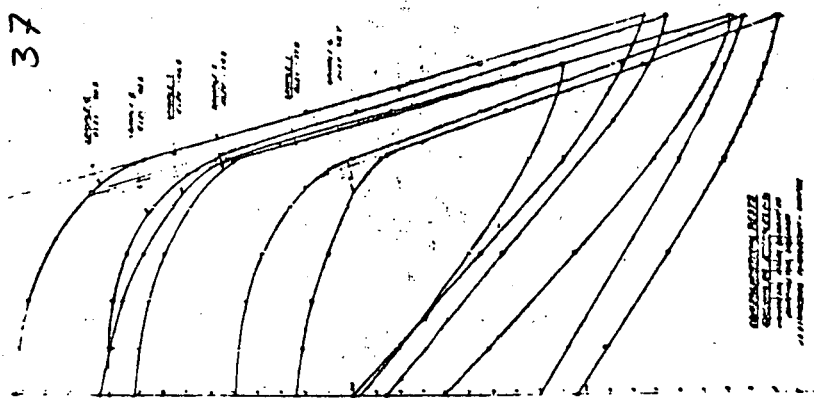


TABLE I

38

SUMMARY OF RESULTS OF CONSOLIDATION TESTS

Sample Number	Elevation Chicago Datum	Initial Water Content	Initial Void Ratio	Preconsolidation Stress Ton/sq. ft.		C_c = Compression Index
				Minimum Possible	Most Probable	
BORING 54						
1	-37.8	23.3	0.650	2.1	2.8	0.188
2	-42.8	25.4	0.703	2.4	3.0	0.225
3	-46.8	26.1	0.710	2.3	2.9	0.244
4	-50.8	27.2	0.746	2.0	3.0	0.237
5	-54.8	25.5	0.697	2.2	3.0	0.235
6	-57.8	22.9	0.629	2.3	3.2	0.200
7	-62.5	24.2	0.659	2.4	3.0	0.230
8	-66.7	23.4	0.650	2.3	3.0	0.219
9	-70.7	23.7	0.646	2.2	3.2	0.225
10	-74.8	23.3	0.646	2.3	3.0	0.219
11	-79.2	23.0	0.635	2.7	3.5	0.225
12	-82.9	21.9 Not in Aver.	0.596 Not in Aver.	2.4	4.0	0.162 Not in Aver.
Average		24.4	0.670			0.222

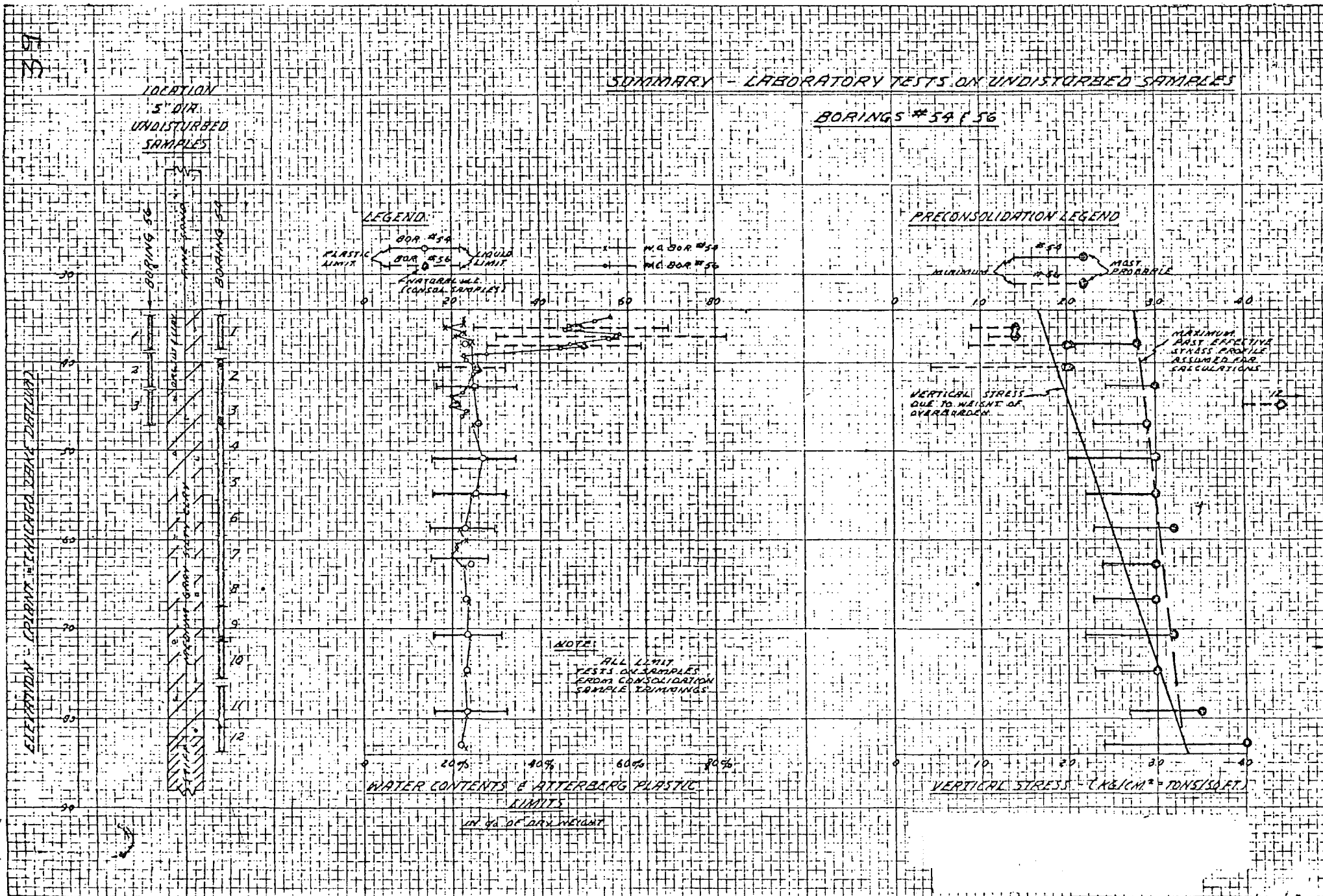


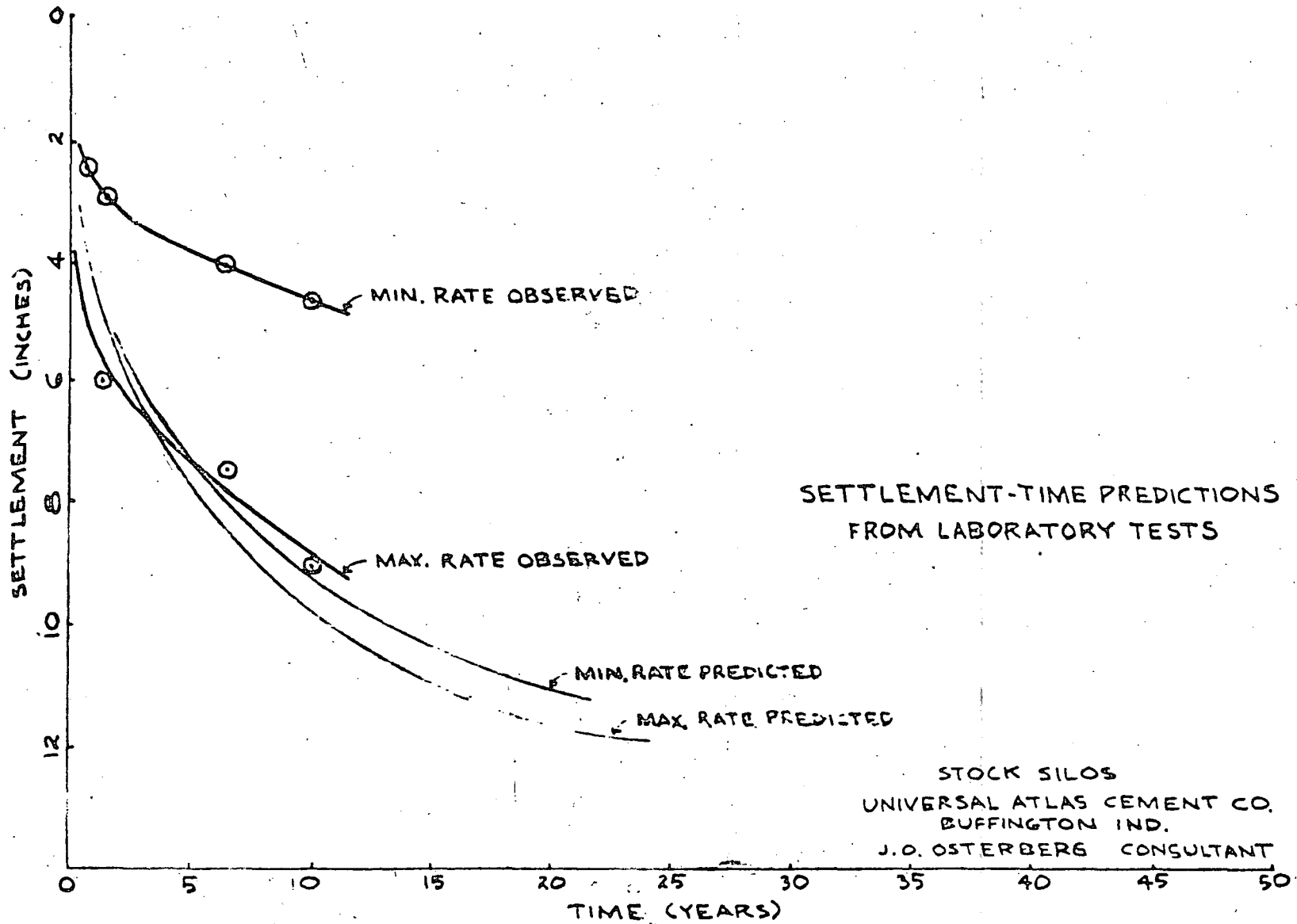
Figure 5

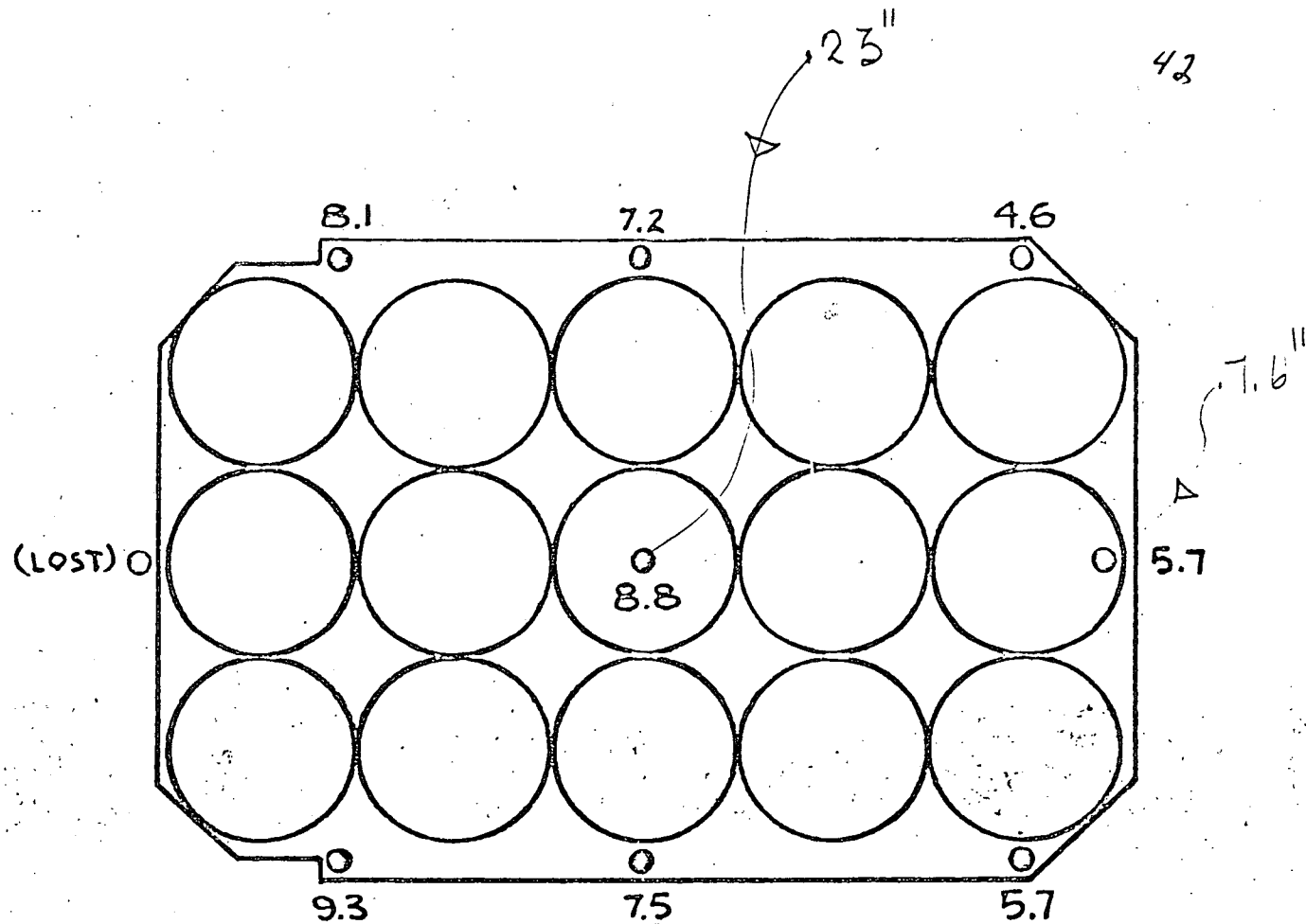
COMPARISON OF OBSERVED AND CALCULATED SETTLEMENTS

40

Structure	Unit Load lbs/ft ²	Estimated settlement due to sand (inches)	Computed no precon- solidation (inches)	Computed with precon- solidation (inches)	Observed Maximum (inches)	Observed differen- tial (inches)
Blending Tanks Mill #6	6900	2-1/2	18	12	9	1.2
Chimney	2700	1	9-1/2	4	3-1/2	0
Stock House (silos)	3200	1.5	6 (corner) 11-1/2 (center edge)	2.5 5	5-1/2	3
Clinker Storage	3200	1.5	6 (corner) 11-1/2 (center edge)	2.5 5	6-1/2	5
Limestone Storage Pile	4700	3	32	13	18" (tunnel floor)	15-1/2 (average tunnel)

Fig. 7





SETTLEMENT AS OF MARCH 1967 (10 YEARS) - INCHES

NOTE: SETTLEMENT AT CENTER DUE TO SAND LAYER ONLY - 1.8 INCHES

43

settlement, even though the minimum settlement is about one-half of what was predicted. Figure eight indicates the distribution of the settlements on a plan of the silos. It should be noted that at two of the locations, the center and a corner, a 2-inch pipe was placed through the sand a short distance into the clay some 40 feet, and inside is placed a 1-inch pipe which goes into the clay. By taking elevations on the one inch pipe and subtracting them from the elevations of the bench mark on the silo floor, one can determine the settlement of the sand alone. Unfortunately, the pipe installed at the corner was covered up and destroyed after only a few measurements were taken, but the one at the center is still functioning, and 1.8 inches of settlement has occurred due to the compression of the sand. I had estimated by pure guess that the sand would compress 1.5 inches. I want you to understand that my predictions were made before the structure was built, and no changes in the numbers were made afterwards. The results also indicate that silos on a large mat extending over a considerable area can take a fairly large amount of both total and differential settlement without any consequential structural damage. I observed the silos a few years ago, and there are two diagonal cracks in the end silo where the settlement is the largest, about nine inches. But certainly the cracks are worth tolerating when it is considered that the only alternative was to place the silos on long piles which would have cost \$450,000 additional. No thought was given of a possible bearing capacity failure of the structure, since it rested on a 40-foot layer of sand, and the bearing capacity of sand increases with the size of the loaded area, and hence the factor of safety of this structure against bearing capacity failure of the sand is so large that it could not even be calculated.

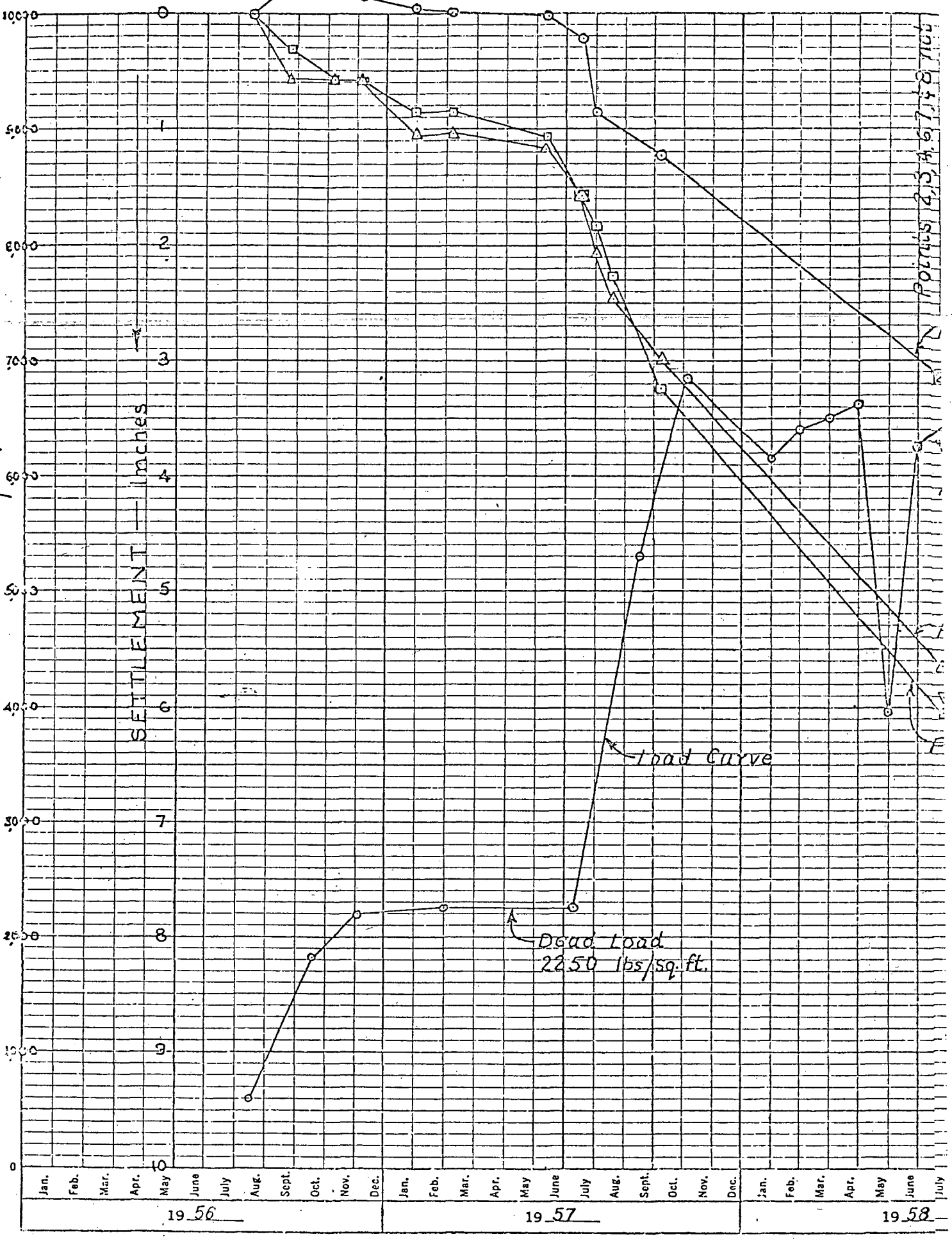
Case 2 -- Large Cement Silos, Milwaukee, Wisconsin

Somewhat similar silos were constructed in Milwaukee about four years ago where the soil conditions were quite different. Here the soil consisted of a reddish brown silty clay which was preconsolidated to about 8 tons per square foot. Here bearing capacity was a problem, and considering the size of the structure, it was determined that about 7,400 lbs/sq.ft. would give a safety factor against bearing capacity failure of 3.0. By having the mat extend a few feet beyond the ends of the silos, this bearing value could be obtained. Since the soil was overconsolidated, the settlement was estimated by increasing the load in increments on the consolidation test up to the preconsolidation stress, then reducing it about the weight of the overburden, and then reloading it. It was assumed that the soil in place would consolidate according to this reloading curve. On this basis and assuming an extra two inches for elastic settlement, it was predicted that the silos would settle five to six inches. Careful records have been taken and the silo has been fully loaded now over a period of four years, but the maximum settlement observed is 1-1/2 inches. Because my prediction was so lousy in this case, I am not showing any illustrations of this case history. The only excuse I have to offer is that only eighty per cent of the load has yet been applied and this eighty per cent for only a short time interval.

TOTAL LOAD - lbs / Sq. Ft.

SETTLEMENT - INCHES

A

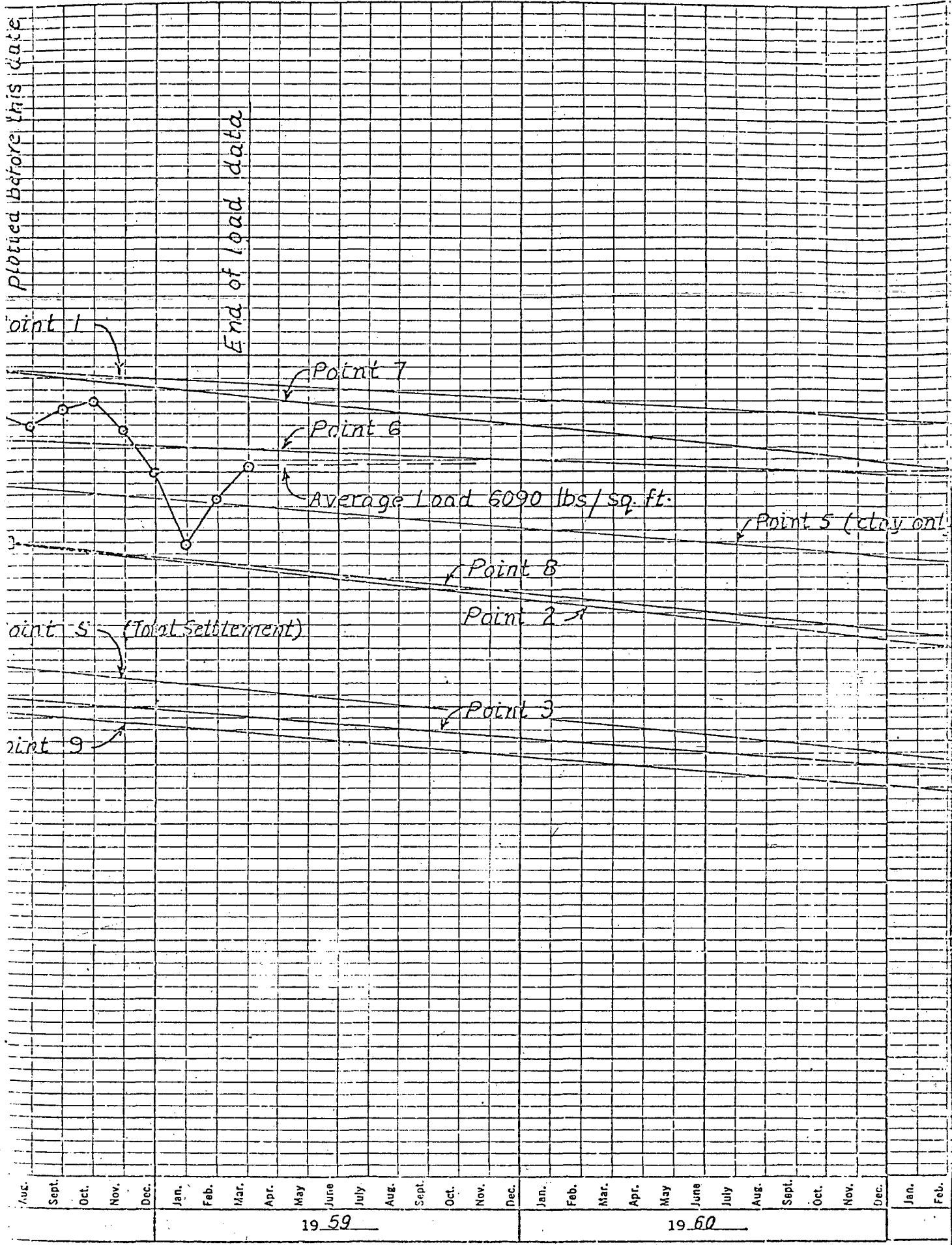


Points 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10

19 56

19 57

19 58



Plotted before this date

End of load data

Point 1

Point 7

Point 6

Average Load 6090 lbs/sq. ft.

Point 5 (clay on)

Point 8

Point 2

Point 5 (Total Settlement)

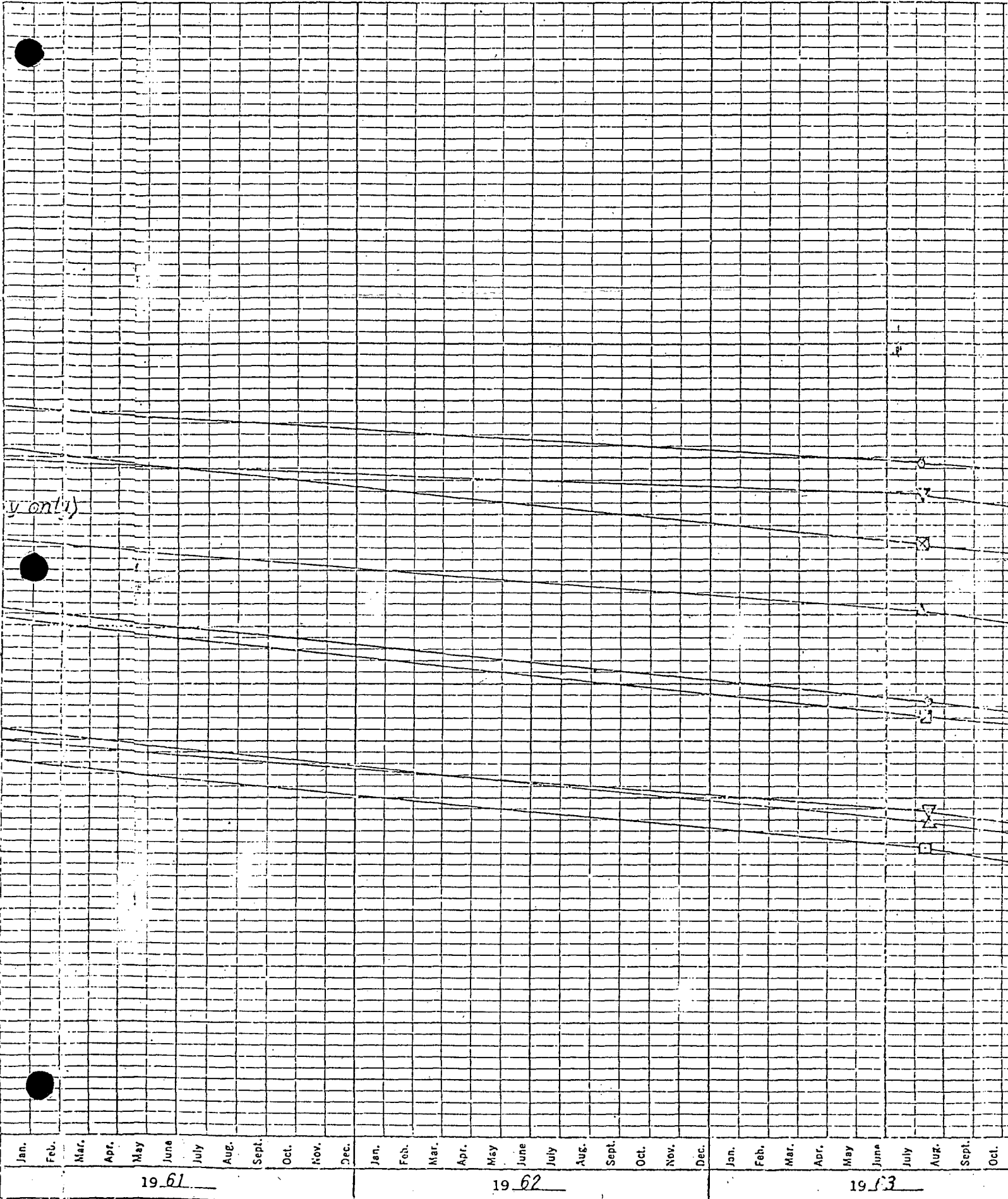
Point 3

Point 9

Aug. Sept. Oct. Nov. Dec. Jan. Feb. Mar. Apr. May June July Aug. Sept. Oct. Nov. Dec. Jan. Feb.

19 59

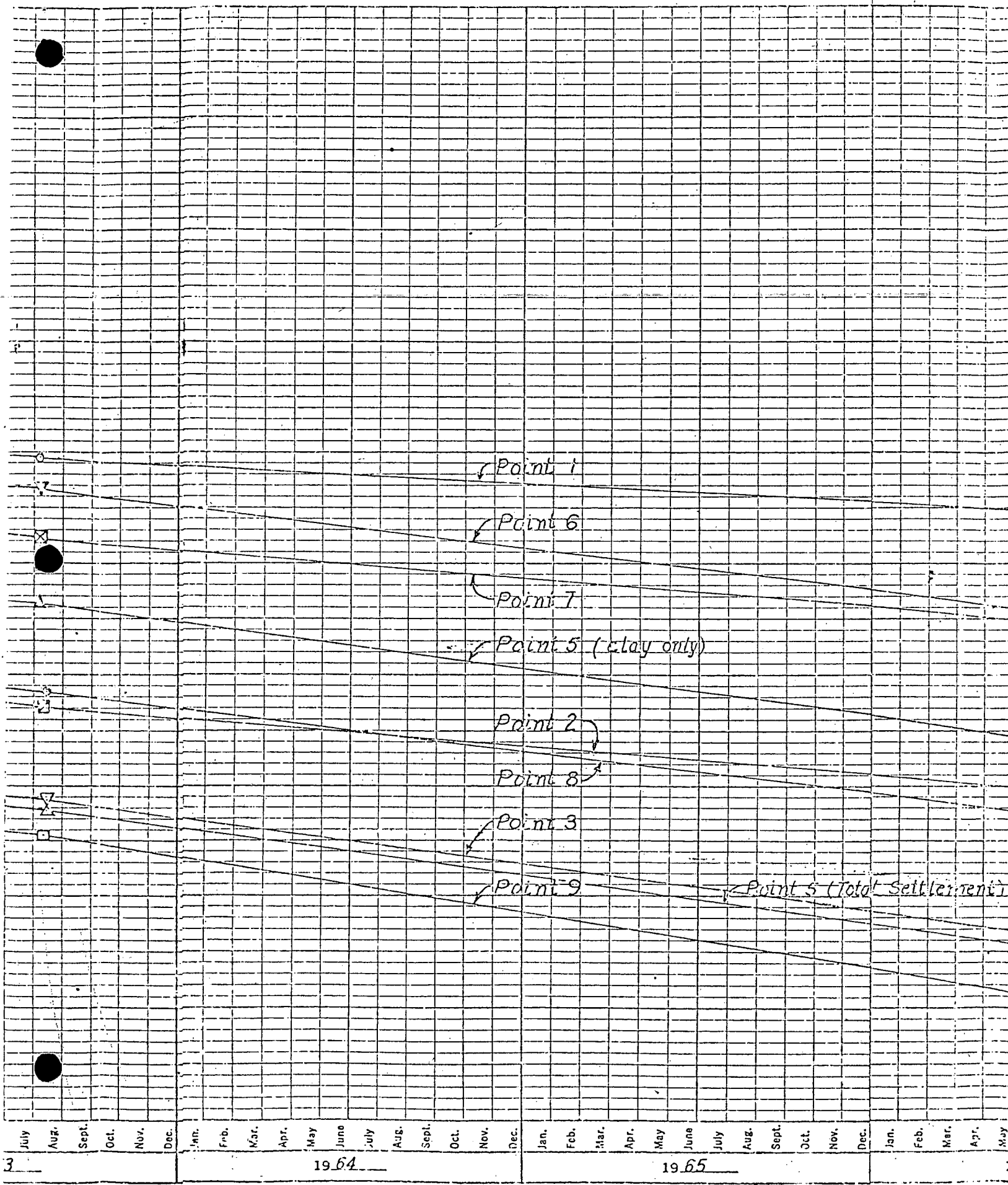
19 60



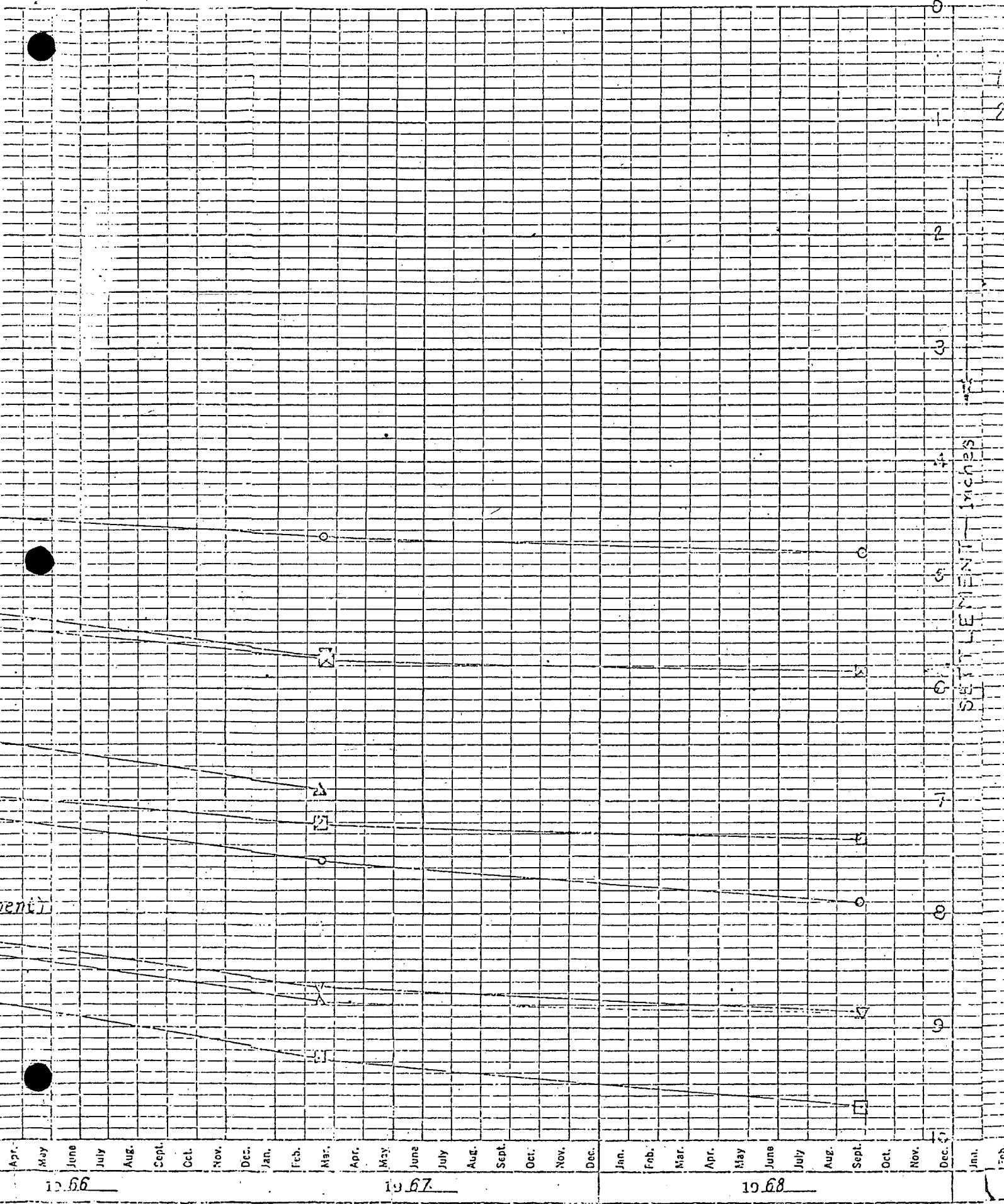
y only)

Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	June	July	Aug.	Sept.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	June	July	Aug.	Sept.	Oct.	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	June	July	Aug.	Sept.	Oct.
19 61												19 62										19 63									







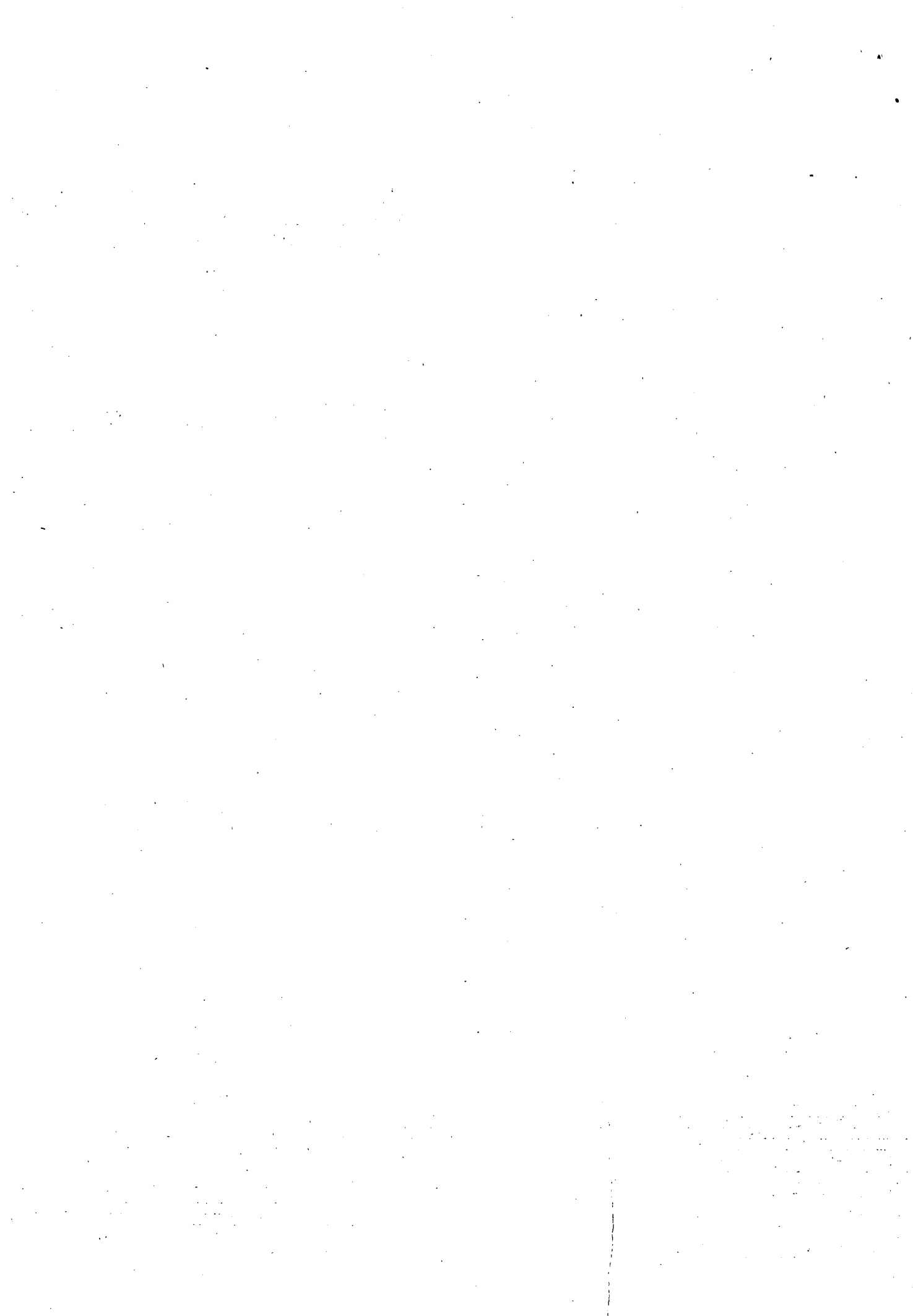


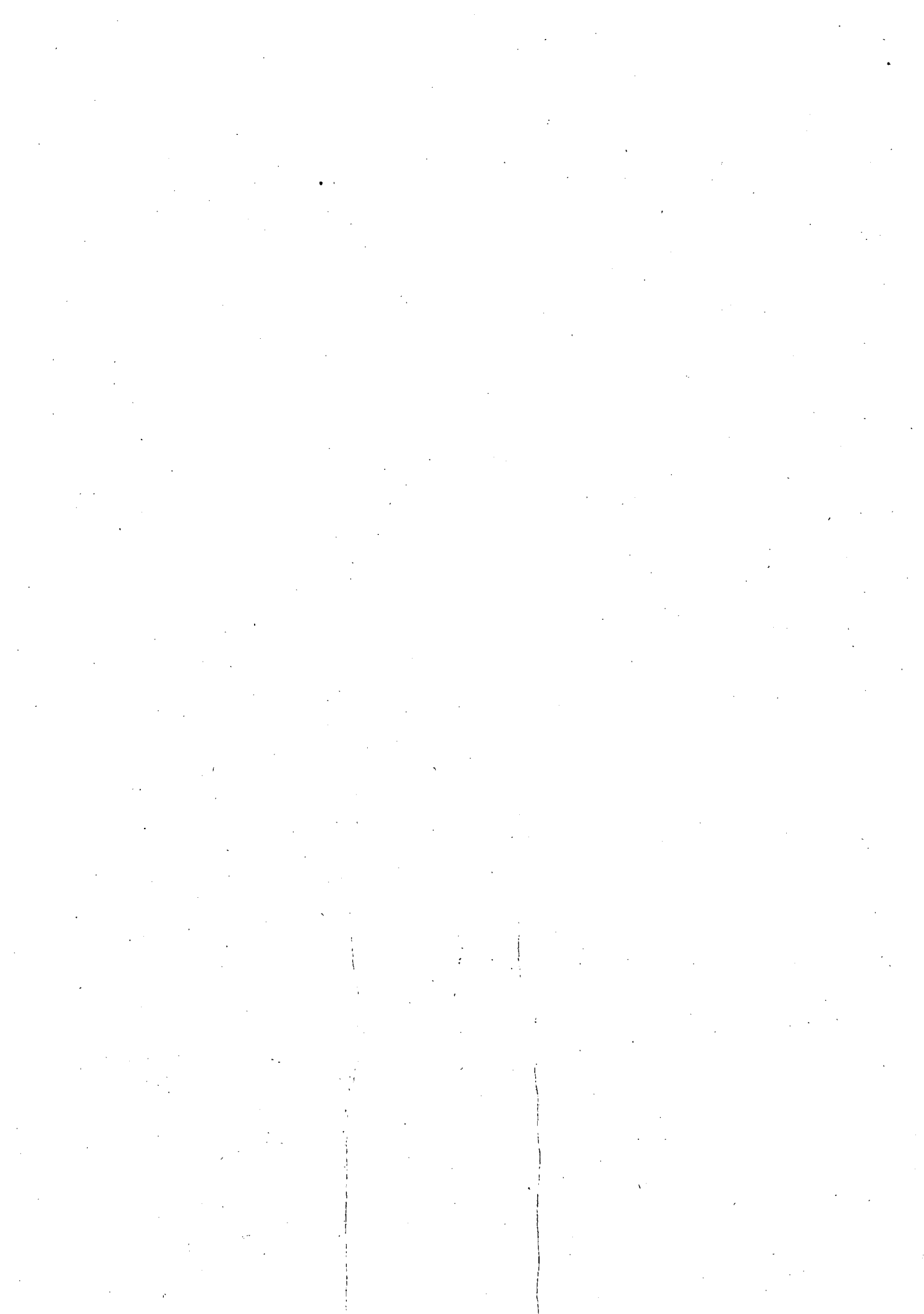
SETTLEMENT - inches

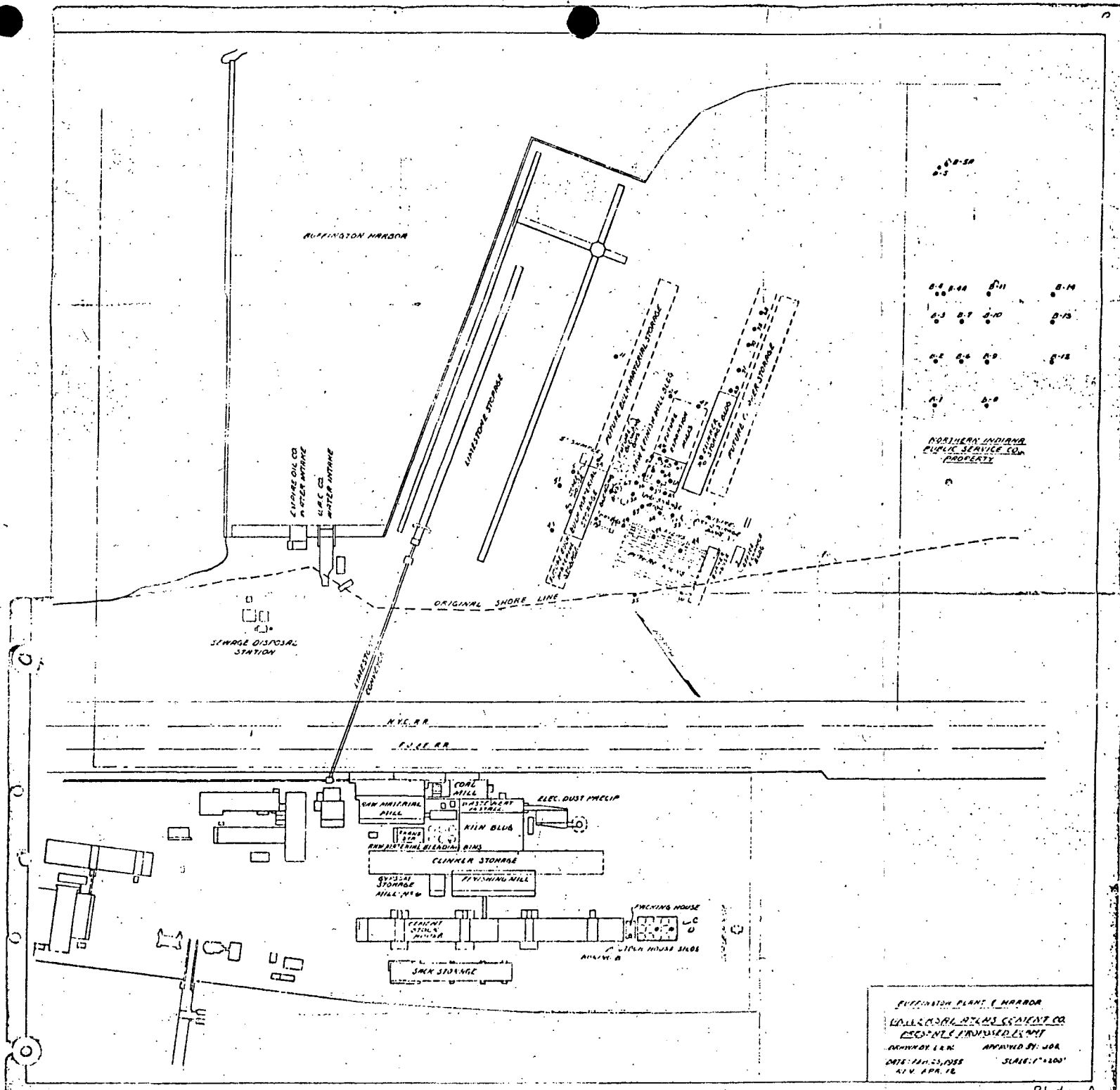
1966

1967

1968







8-0	8-04	8-11	8-14
8-3	8-7	8-10	8-13
8-2	8-6	8-9	8-12
8-1	8-5		

NORTHERN INDIANA
PUBLIC SERVICE CO.
PROPERTY

RUFFINGTON PLANT & HARBOR
 LITTLE COAL, CEMENT CO.
 DESIGN & CONSTRUCTION BY
 ENGINEER L.E.W. APPROVED BY: J.O.A.
 DATE: MAR. 25, 1938 SCALE: 1"=150'
 14 V. APR. 12

Stress Distribution in Elastic Solids I.

1- Introduction. - When the factor of safety of a soil ^{with} respect to failure by plastic flow exceeds 3 we can compute stresses on the assumption that the soil is perfectly elastic. The error depends on the difference of the real stress-strain relationship and the Hooke's law accepted for soil, ^{the} difference which increases rapidly as the state of plastic equilibrium is approached, in this last case it must be used the theory of plasticity for the computation of stresses. The theory of elasticity has been successfully used for computing the intensity and the distribution of the vertical pressure on beds of clays at some depth below the base of raft foundations, because the soil located beyond a certain depth is far from a state of plastic equilibrium. We will try to obtain the value of the vertical stress considering the effect of the flexural rigidity of the foundation at points within the significant depth, for the distribution of the contact pressure we will accept the studies already done (Barowicka 1933)

2- Fundamental hypothesis:-

a) Isotropic and homogeneous material (isotropy means identical elastic properties in every direction)

throughout the solid in each point of it.
Homogeneity means identical elastic properties at every point of the solid in identical directions

b) the soil will follow Hooke's law (ratio between a stress, and the corresponding strain is a constant)

c) Law of superposition - a positive vertical strain will be associated with a negative horizontal strain, the absolute value of the ratio between them is called Poisson's ratio. For perfectly elastic materials μ is a constant. Then if $\mu = \sigma / \epsilon$ and $\sigma = E \epsilon$ the strain produced by a composite state of stresses is equal to the sum of the strains produced by each one of the stresses individually.

For $\mu = 0.5$ the change in volume is equal to zero (incompressible elastic solids)

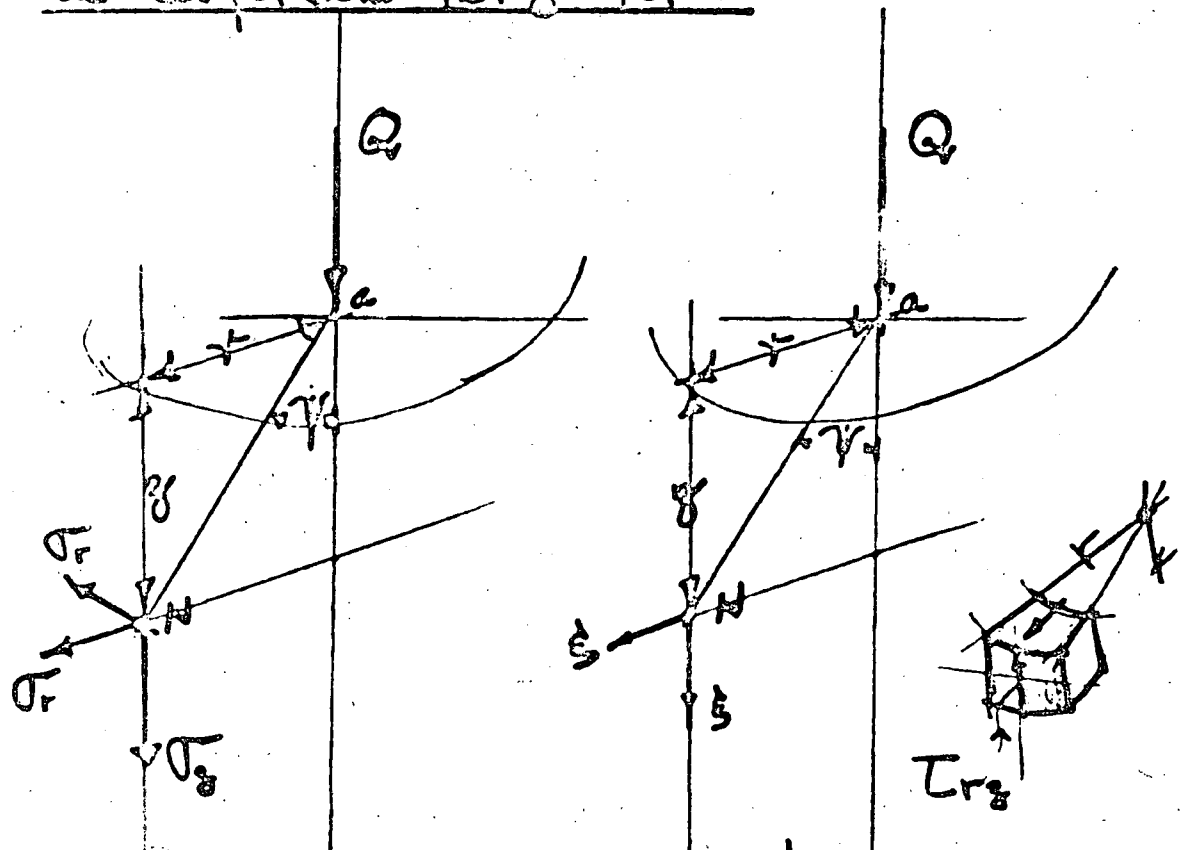
For dense soils and solid granular material:

$$0.2 \leq \mu \leq 0.5$$

0.2 at low stresses; and 0.5 at high stresses

$\mu > 0.5$ for dense sand

Esfuerzos y desplazamientos debido a una carga concentrada en un solido semi-infinito de superficies horizontal



Esfuerzos y desplazamientos en un punto N debido a una carga Q en un solido semi-infinito

Q = carga

r = distancia horizontal de N a la carga

psi = angulo entre aN y la vertical

z = distancia de N a la horizontal

sigma_z, sigma_r, sigma_theta, esfuerzos, vertical, radial, circunferencial

tau_rz = esfuerzos de corte perpendicular a r y paralelo a z

mu = relacion de Poisson para el solido

4

Considerando la simetría circular de el estado de esfuerzos respecto al eje vertical a travez de a los esfuerzos de corte en planos radiales y verticales son cero. La intensidad de los otros esfuerzos ha sido calculado por medio de una función de esfuerzos que estrictamente satisface las condiciones Límite (Boussinesq 1885).

los esfuerzos son

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^3} \cos^5 \psi$$

$$\sigma_r = \frac{Q}{2\pi z^3} \left[3\cos^3 \psi \sin^2 \psi - (1-2\mu) \frac{\cos^2 \psi}{1+\cos \psi} \right]$$

$$\sigma_\theta = -(1-2\mu) \frac{Q}{2\pi z^3} \left[\cos^3 \psi - \frac{\cos^2 \psi}{1+\cos \psi} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3Q}{2\pi z^3} \cos^4 \psi \sin \psi$$

Debe observarse que, El esfuerzo σ_θ circunferencial es negativo para $\mu < 0.5$, el esfuerzo vertical σ_z es el único esfuerzo normal que es independiente de la relación de Poisson μ , se supone que el peso específico del medio γ es cero para considerar hay que sumar los esfuerzos de peso propio del medio que son

$$(\sigma_z)_0 = \gamma z$$

$$(\sigma_r)_0 = (\sigma_\theta)_0 = K_0 \gamma z$$

$$\tau_{rz} = 0$$

(K_0 coeficiente empuje de tierras $K_A \leq K_0 \leq K_P$)

Si $\mu = 0.5$ (Sólidos elásticos incompresibles)

$$\sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_z = \frac{3}{2} \frac{Q}{\pi z^2} \cos^3 \psi$$

Siendo

z = Desplazamiento vertical de N

r = " " radial de N

$$\epsilon_r = .001 \quad \epsilon_z = (.001)^2$$

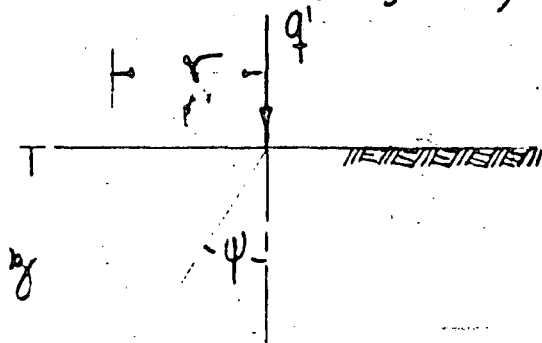
$$\xi = \frac{Q}{2\pi r} \frac{1+\mu}{E} [2(1-\mu) + \cos^2 \psi] \sin \psi \quad (3g)$$

$$\xi = \frac{Q}{2\pi r} \frac{1+\mu}{E} [(1-2\mu) + \cos \psi + \cos^2 \psi] \sin \psi \tan \frac{\psi}{2} \quad (3h)$$

4-Stresses due to a flexible area load covering part of the horizontal surface

In our next computations we will only deal with vertical stresses σ_z which are the only ones important in settlement analysis.

A load q' per unit of length straight of infinite extension (Fig. 4a) produces a



$$\sigma_z = \frac{2}{\pi} \frac{q'}{z} \cos^3 \psi \quad (4b)$$

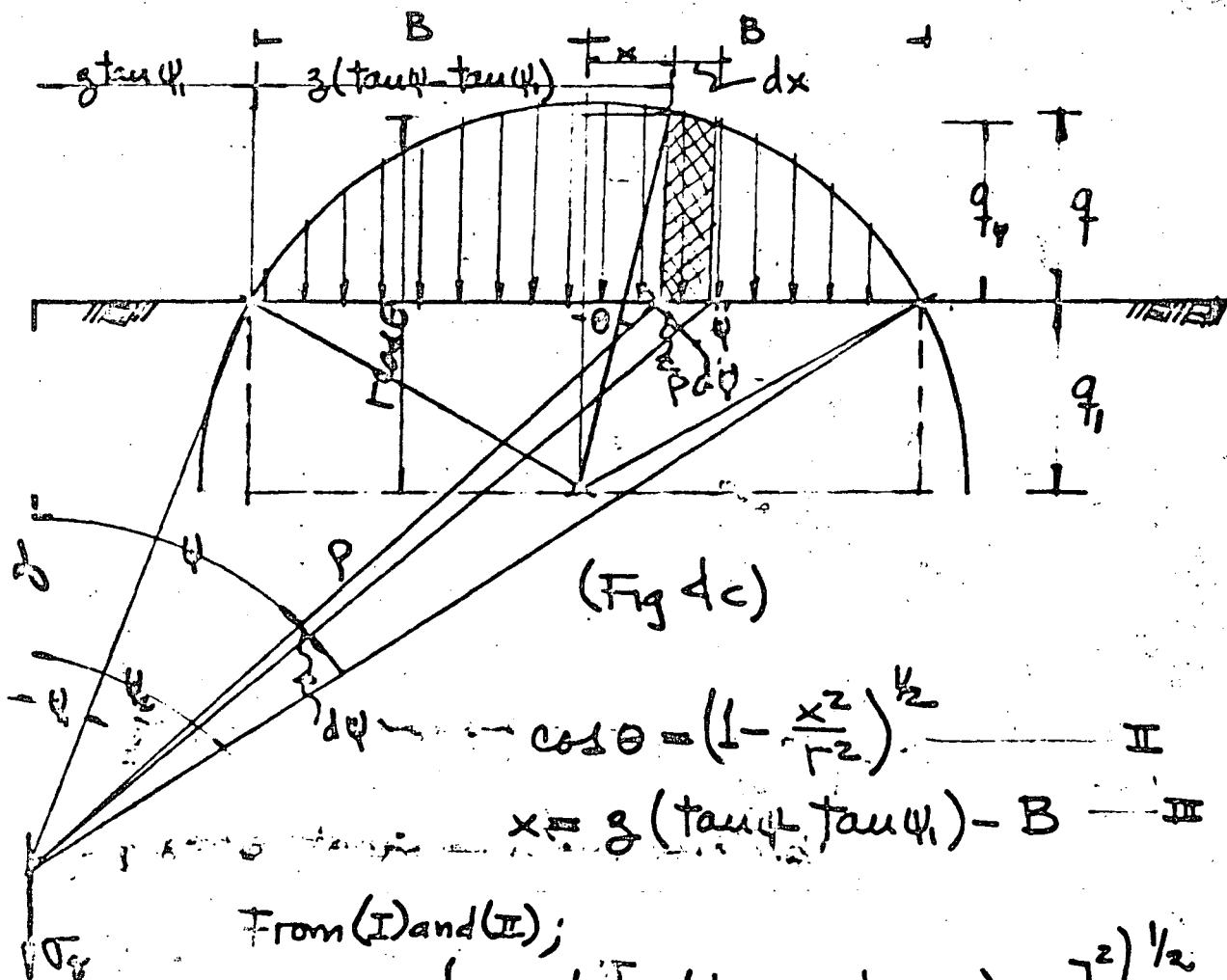
(Fig. 4a)

Case I: Circular load diagram of infinite extension

the Figure 4c is explanatory itself

From the Fig. 4c we have:

$$q_\psi = (q + q_1) \cos \theta - q_1 \quad I$$



$$\cos \theta = \left(1 - \frac{x^2}{r_2^2}\right)^{1/2} \quad \text{--- II}$$

$$x = z(\tan \psi - \tan \psi_1) - B \quad \text{--- III}$$

From (I) and (II);

$$\cos \theta = \left\{1 - \frac{1}{r_2^2} [z(\tan \psi - \tan \psi_1) - B]^2\right\}^{1/2} \quad \text{--- IV}$$

By substitution of IV in I

$$q_2 = (q + q_1) \left\{1 - \frac{1}{r_2^2} [z(\tan \psi - \tan \psi_1) - B]^2\right\}^{1/2} - q_1 \quad \text{--- V}$$

From equation (4b) we have:

$$dV_3 = \frac{z}{\pi} \frac{dq'}{z} \cos^4 \psi \quad \text{--- VI}$$

in our case $dq' = q_2 dx$ --- VII

but $dx = \frac{r_2 d\psi}{\cos^2 \psi} = \frac{z d\psi}{\cos^2 \psi}$ --- VIII

then; from VII and VIII;

$$dq' = q_2 \frac{z}{\cos^2 \psi} d\psi \quad \text{--- IX}$$

By substitution of IX in VI;

$$dV_3 = \frac{z}{\pi} q_2 \cos^2 \psi d\psi \quad \text{--- X}$$

By substitution of Ψ in Σ we will have:

$$d\sigma_z = \frac{2}{\pi} \left\{ \frac{q+q_1}{r} \left[1 - \frac{z^2}{r^2} (\tan \psi - \tan \psi_1 - \frac{B}{z})^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{q}{r_1} \right\} \cos^2 \psi d\psi$$

integrating:

$$\sigma_z = \frac{2}{\pi} (q+q_1) \int_{\psi_1}^{\psi_2} \left[1 - \frac{z^2}{r^2} (\tan \psi - \tan \psi_1 - \frac{B}{z})^2 \right]^{\frac{1}{2}} \cos^2 \psi d\psi - \frac{2}{\pi} \frac{q}{r_1} \int_{\psi_1}^{\psi_2} \cos^2 \psi d\psi$$

let us take:

$$\sigma_z = \frac{2}{\pi} (q+q_1) I_1 - \frac{2}{\pi} \frac{q}{r_1} I_2 \quad (4d)$$

where:

$$I_1 = \int_{\psi_1}^{\psi_2} \left[1 - \frac{z^2}{r^2} (\tan \psi - \tan \psi_1 - \frac{B}{z})^2 \right]^{\frac{1}{2}} \cos^2 \psi d\psi \quad (4e)$$

$$\text{and } I_2 = \int_{\psi_1}^{\psi_2} \cos^2 \psi d\psi = [\sin \psi \cos \psi + \psi]_{\psi_1}^{\psi_2} \quad (4f)$$

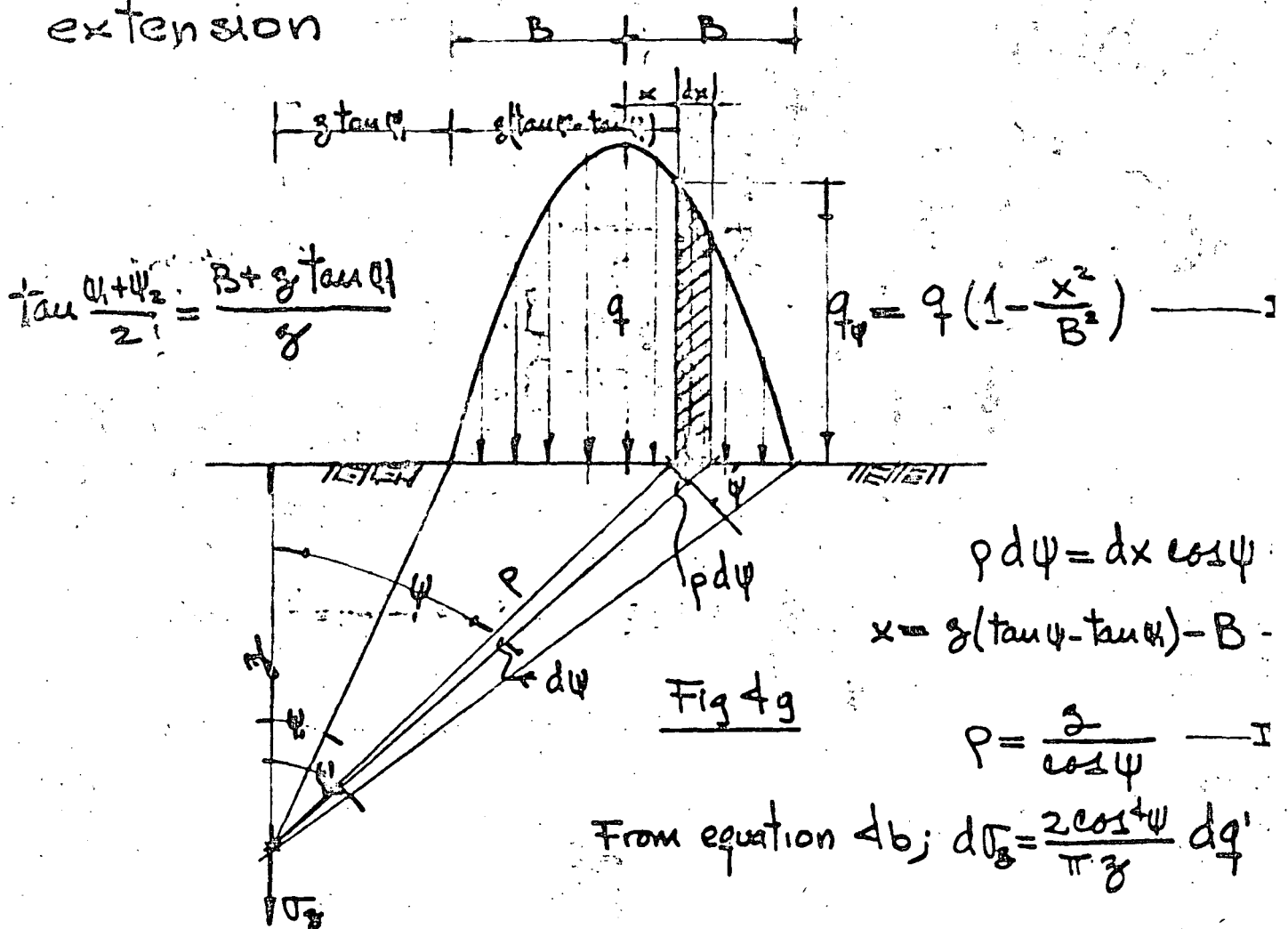
the stress at the axis of symmetry at a distance z below the load will be given by

$$\sigma_{z0} = \frac{4}{\pi} \left[\frac{q+q_1}{r} I_{10} - \frac{q}{r_1} I_{20} \right]$$

$$\text{where: } I_{10} = \int_0^{\psi_2} \sqrt{1 - \left(\frac{z}{r}\right)^2 \tan^2 \psi} \cos^2 \psi d\psi \quad (4d', e')$$

$$\text{and } I_{20} = \int_0^{\psi_2} \cos^2 \psi d\psi = \sin \psi_2 \cos \psi_2 + \psi_2$$

Case II: Parabolic load diagram of infinite extension



$$\tan \frac{\alpha_1 + \psi_2}{2} = \frac{B + z \tan \alpha_1}{z}$$

$$q_\psi = q \left(1 - \frac{x^2}{B^2}\right) \quad \text{--- I}$$

$$p d\psi = dx \cos \psi$$

$$x = z(\tan \psi - \tan \psi_1) - B$$

$$p = \frac{z}{\cos \psi} \quad \text{--- II}$$

$$\text{From equation 4b; } d\sigma_3 = \frac{2 \cos^4 \psi}{\pi z} dq'$$

The figure 4g is self explanatory; then we have

$$dq' = q_\psi dx \quad \text{--- VI}$$

By substitution of III in I and then From (III-I) and II, IV we will have

$$dq' = q \left\{ 1 - \frac{[z(\tan \psi - \tan \psi_1) - B]^2}{B^2} \right\} z \frac{d\psi}{\cos^2 \psi} \quad \text{--- VII}$$

By substitution of VII in VI we have:

$$\begin{aligned} d\sigma_3 &= \frac{2}{\pi} q \left\{ 1 - \left[\frac{z}{B} (\tan \psi - \tan \psi_1) - 1 \right]^2 \right\} \cos^2 \psi d\psi \\ &= \frac{2}{\pi} q \left[-\left(\frac{z}{B}\right)^2 (\tan \psi - \tan \psi_1)^2 + 2\left(\frac{z}{B}\right) (\tan \psi - \tan \psi_1) \right] \cos^2 \psi d\psi \end{aligned}$$

simplifying we have:

$$\frac{d\sigma_z}{\frac{2 \cdot q \cdot z}{\pi \cdot B}} = \left[\left(1 + \frac{z}{B} \tan \psi_1\right) \sin 2\psi - \tan \psi_1 \left(2 + \frac{z}{B} \tan \psi_1\right) \cos^2 \psi - \frac{z}{B} \sin^2 \psi \right] d\psi \quad \text{IV}$$

therefore:

$$\sigma_z = \frac{2 \cdot z \cdot q}{\pi \cdot B} \cdot I(\psi_1, \psi_2)$$

where:

$$I(\psi_1, \psi_2) = \int_{\psi_1}^{\psi_2} \left[\left(1 + \frac{z}{B} \tan \psi\right) \sin 2\psi - \tan \psi \left(2 + \frac{z}{B} \tan \psi\right) \cos^2 \psi - \frac{z}{B} \sin^2 \psi \right] d\psi$$

$$\text{where; } \frac{z}{B} = \frac{1}{\tan \frac{\psi_1 + \psi_2}{2} - \tan \psi_1}$$

Integrating;

$$I(\psi_1, \psi_2) = \left(1 + \frac{z}{B} \tan \psi_1\right) \left[\frac{\cos 2\psi}{2} \right]_{\psi_2}^{\psi_1} + \tan \psi_1 \left(2 + \frac{z}{B} \tan \psi_1\right) \left[\frac{\psi}{2} + \frac{\sin 2\psi}{4} \right]_{\psi_2}^{\psi_1} + \frac{z}{B} \left[\frac{\psi}{2} - \frac{\sin 2\psi}{4} \right]_{\psi_2}^{\psi_1}$$

$$\text{where; } \frac{z}{B} = \frac{1}{\tan \frac{\psi_1 + \psi_2}{2} - \tan \psi_1} \quad (\psi_2, \psi_1, \psi_1)$$

$$\text{and; } \sigma_z = I(\psi_1, \psi_2) \cdot \frac{2 \cdot z \cdot q}{\pi \cdot B}$$

Case III

Circular Paraboloid load diagram.

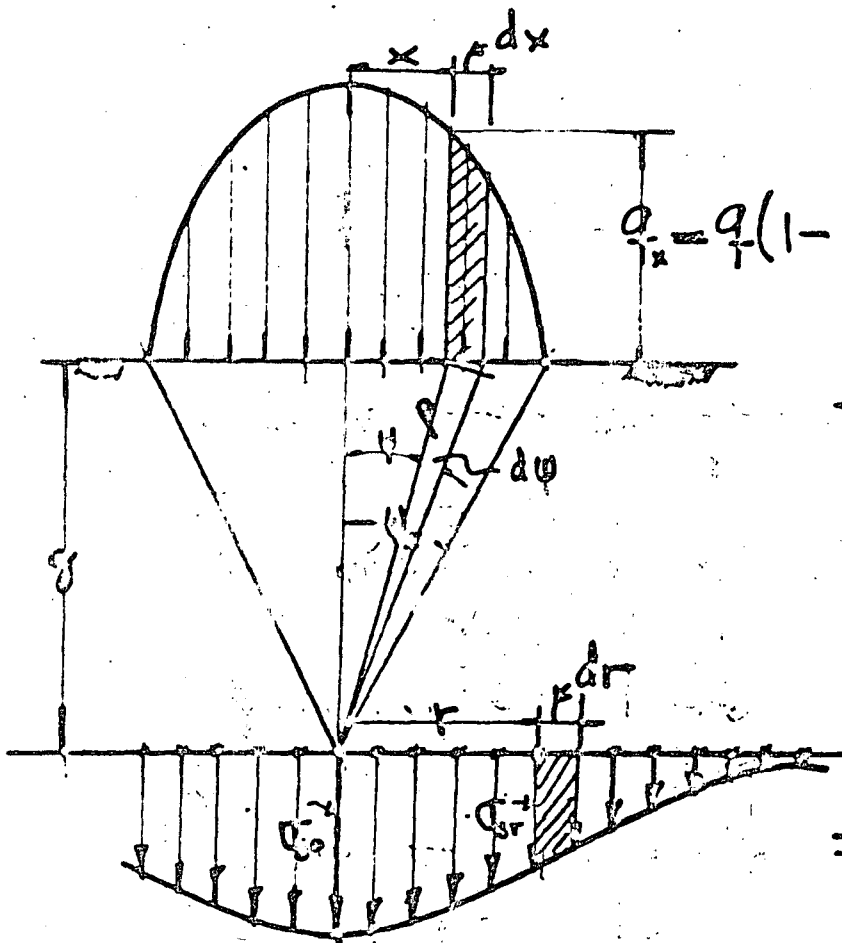


Fig. 4 b

Assumed a:

$$\sigma_{gr} = \sigma_{g0} e^{-k_1 r} \quad \text{--- II}$$

$$r d\psi = dx \cos \psi \quad \text{--- III}$$

$$r = \frac{z}{\cos \psi} \quad \text{--- IV}$$

From equation (3b);

$$d\sigma_{g0} = \frac{3 \cos^5 \psi}{2\pi z^2} dQ \quad \text{--- V}$$

From Fig. 4b we can see that: $dQ = q_x dA$

$$dQ = 2\pi x q_x dx = 2\pi x q \left(1 - \frac{x^2}{B^2}\right) dx \quad \text{--- VI}$$

$$\left. \begin{aligned} x &= z \tan \psi \\ B &= z \tan \psi_2 \end{aligned} \right\} \text{--- VII}$$

By substitution of III, IV and VII in VI we have:

$$dQ = 2\pi z^2 \tan \psi q \left(1 - \frac{\tan^2 \psi}{\tan^2 \psi_2}\right) \frac{d\psi}{\cos^3 \psi} \quad \text{--- VIII}$$

By substitution of III in V;

$$d\sigma_{g0} = 3q \cos^3 \psi \tan \psi \left(1 - \frac{\tan^2 \psi}{\tan^2 \psi_2}\right) d\psi \quad \text{--- IX}$$

Simplifying IX we have:

$$\frac{d\sigma_{30}}{3q} = \left(\cos^2 \psi \sin \psi - \frac{1}{\tan^2 \psi_2} \sin^3 \psi \right) d\psi \quad \text{--- X}$$

integrating IX we have:

$$\frac{d\sigma_{30}}{3q} \int_0^{\psi_2} \left(\cos^2 \psi \sin \psi - \frac{1}{\tan^2 \psi_2} \sin^3 \psi \right) d\psi$$

Hence:

$$\sigma_{30} = q I(\psi_2) \quad \text{--- XI}$$

where:

$$I(\psi_2) = 1 - \cos^3 \psi_2 - \frac{1}{\tan^2 \psi_2} (\cos^3 \psi_2 - 3 \cos \psi_2 + 2) \quad \text{--- XII}$$

we have assumed that

(eq. I) $\sigma_{3r} = \sigma_{30} e^{-kr}$ and we are going to

correct the shape of the curve from the condition $\sum F_r = 0$ it is to say that the volume of vertical stresses at each horizontal plane is equal to the volume of the circular parabolic load diagram (it is an static condition).

Volume of the circular paraboloid load diagram

$$Q = 2\pi q \int_0^B \left(x - \frac{x^3}{B^2} \right) dx = \frac{\pi}{2} B^2 q \quad \text{--- XIII}$$

Volume of the stress diagram assumed a depth z

$$dQ = 2\pi r \sigma_{3r} dr = 2\pi r \sigma_{30} e^{-kr} dr \quad \text{--- XIV}$$

integrating equation XIV we have:

$$Q = 2\pi \sigma_{30} \int_0^{\infty} r e^{-kr} dr = 2\pi \sigma_{30} \frac{\Gamma(2)}{k^2}$$

$$Q = 2\pi \sigma_{30} \frac{1}{k^2}$$

XV

From XIII and XV we have:

$$2\pi \sigma_{30} \frac{1}{k^2} = \frac{\pi}{2} B^2 q$$

XVI

By substitution of XI in XVI we have:

$$2q I(\psi_2) \frac{1}{k^2} = \frac{1}{2} B^2 q$$

$$k^2 = \frac{4}{B^2} I(\psi_2)$$

$$\text{Hence } k = \frac{2}{B} \sqrt{I(\psi_2)}$$

XVII

By substitution of XVII and XI in II we have

$$\sigma_{3r} = q I(\psi) e^{-\frac{2}{B} \sqrt{I(\psi_2)} r} \quad \text{--- (4k)}$$

equation (4k) gives us the value of the vertical stress at any point below the circular parabolic load diagram.

Pressure Distributions and Differential Settlement, in cohesionless and cohesive soils

A) Fundamental concepts.

The distribution of pressure is very different below footings on cohesionless soil from that below footings on cohesive soil. The distribution also depends greatly on the rigidity of the footing.

A) Flexible footing on the surface of a cohesionless soil carrying a uniformly-distributed load:

The soil just outside of the edge of the footing is not under pressure and has not strength. Therefore when load is applied the outer edge undergo a relatively large settlement. Below the center, the soil develops strength and the settlement is relative small.

For a rigid footing resting on cohesionless soil the settlement must be uniform therefore it must result in a relatively large pressure under the center and tendency to no pressure at the edge.

For a rigid footing founded below the surface of a cohesionless deposit there is some strength below the edge and therefore pressure is not zero there. For very deep rigid footings on sand the distribution may be similar to cohesive soils. (see fig 5)

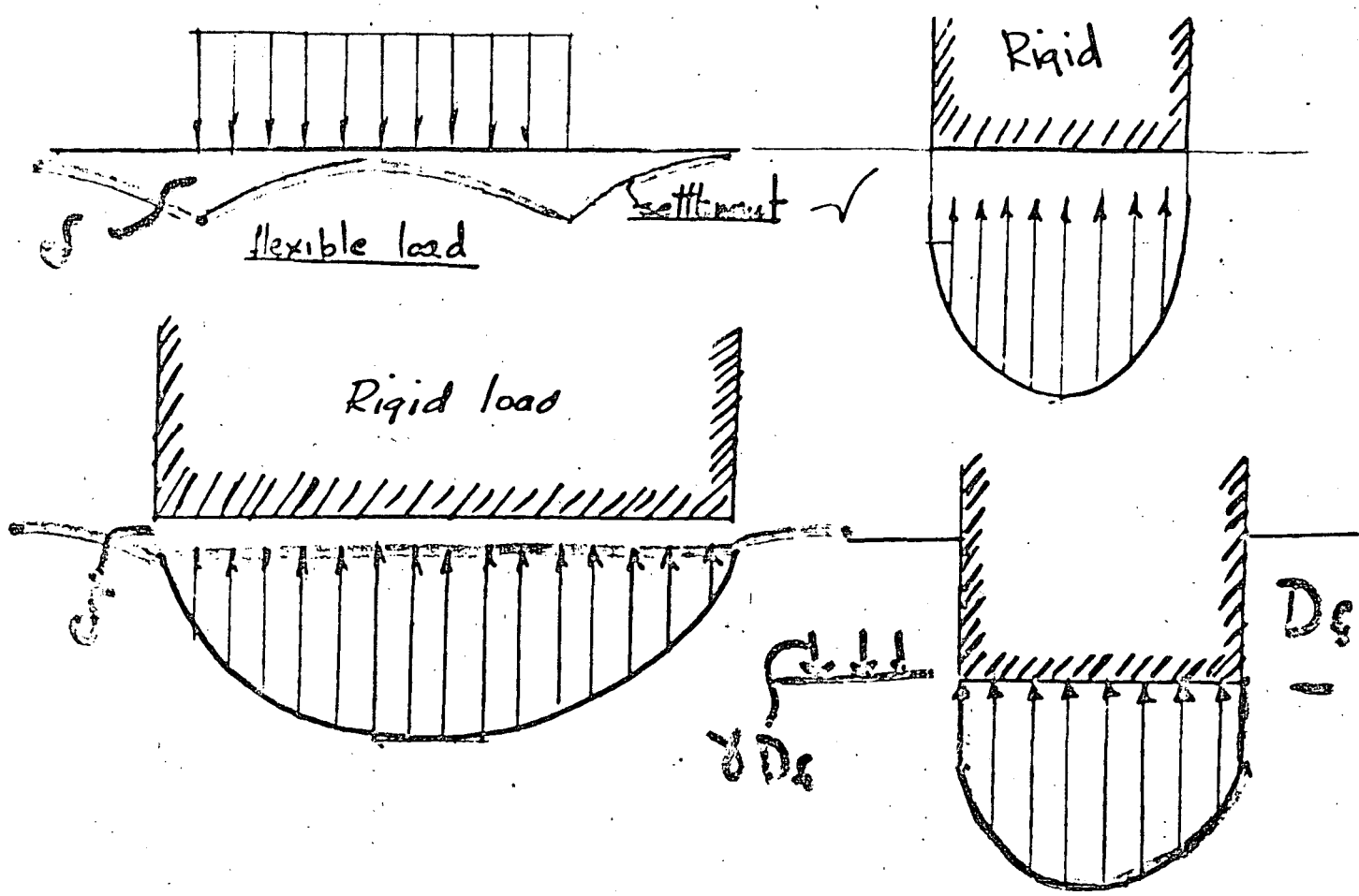


Fig 5 Possible pressure and differential settlements in cohesionless soil

A uniformly loaded flexible footing on highly cohesive soil gives condition showed

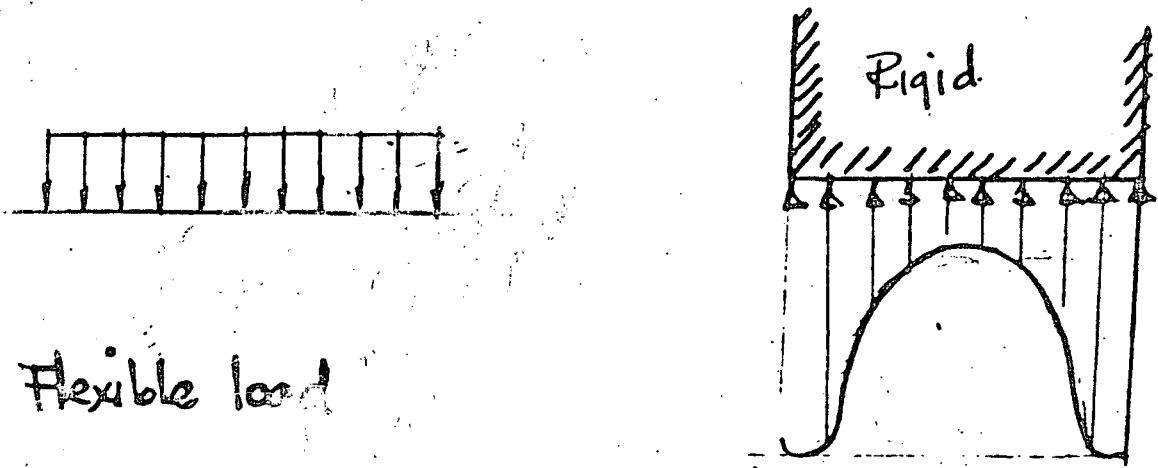


Fig 5a)

Effect of consolidation on Contact pressure over the base of footings on cohesive soil

Rigid Case (Two dimensional)

$d =$ distance to the rigid base

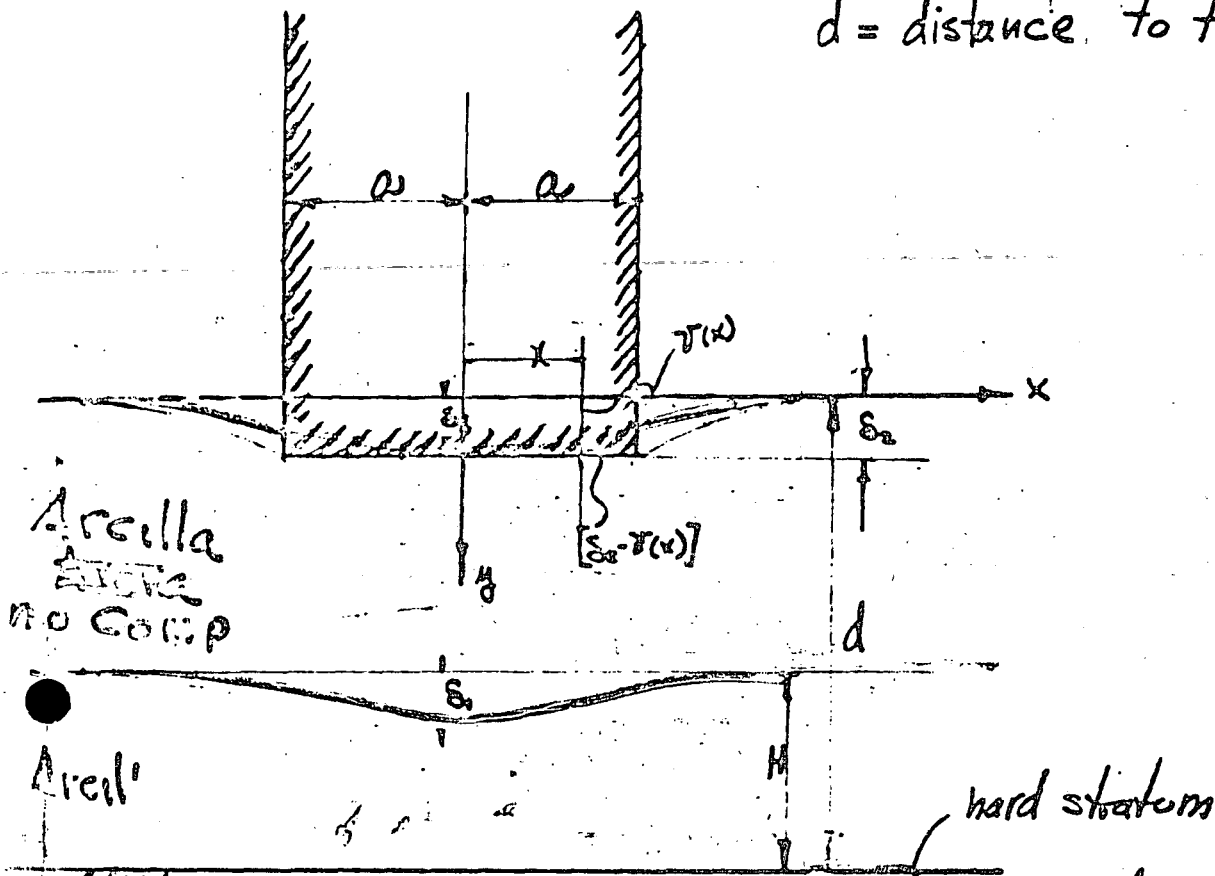


Fig. 6

$v(x)$; settlement curve due to consolidation at time t
 s_1 ; settlement due to consolidation at time t'
 s_2 ; settlement measure in the structure at time t

An elastic solution of this problem can be found from:

$$[s_2 - v(x)] = \frac{2}{\pi E} \int_E^{a-x} q(r) \log \frac{d}{r} dr - \frac{1+\nu}{\pi E} \int_E^{a-x} q(r) dr$$

*

$$+ \frac{2}{\pi E} \int_E^{a+x} q(r) \log \frac{d}{r} dr - \frac{1+\nu}{\pi E} \int_E^{a+x} q(r) dr$$

as $E \rightarrow 0$

see Theory of Elasticity by Timoshenko pages, 91, 95, 96

$$[S_z - v(x)] \pi E = \int_0^{L-x} [2q(r) \log \frac{d}{r} - (1+v) q(r)] dr + \int_0^L [2q(r) \log \frac{d}{r} - (1+v) q(r)] dr$$

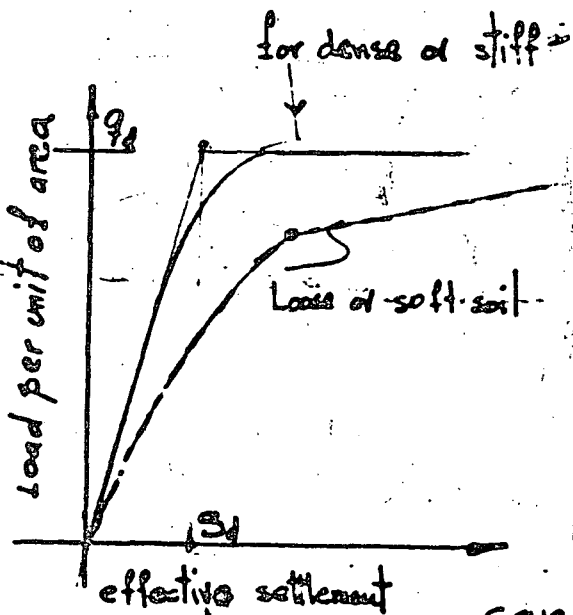
as $E \rightarrow 0$

finding a $q(x)$ which satisfy equation (1) we will have a solution which correspond to a consolidation curve, $v(x)$ at some time "t". The effect of $v(x)$ in $q(x)$ will be an increase of pressure at the edge and a decrease in the center $x=0$, (for clays)

Approximate solution for contact pressure determination, considering effect of consolidation

fundamental hypothesis:

a) When a load is applied on a limited portion of the surface of a soil, which relation for a soil fairly dense or stiff may be represented by a settlement curve (Fig 7), the value of



bearing capacity of the soil " q_d " can be determined for any of the

usual methods as well as the corresponding effective settlement " S_1 ".

b) At $x = \pm a$ (see fig. 8) the contact pressure reaches the bearing capacity of the soil, which value extends until a distance " ka " such that at $x = (1-k)a$ the effective settlement will be " S_1 ".

The coefficient "k" will depend on the kind of clay and the dimensions of the total contact area

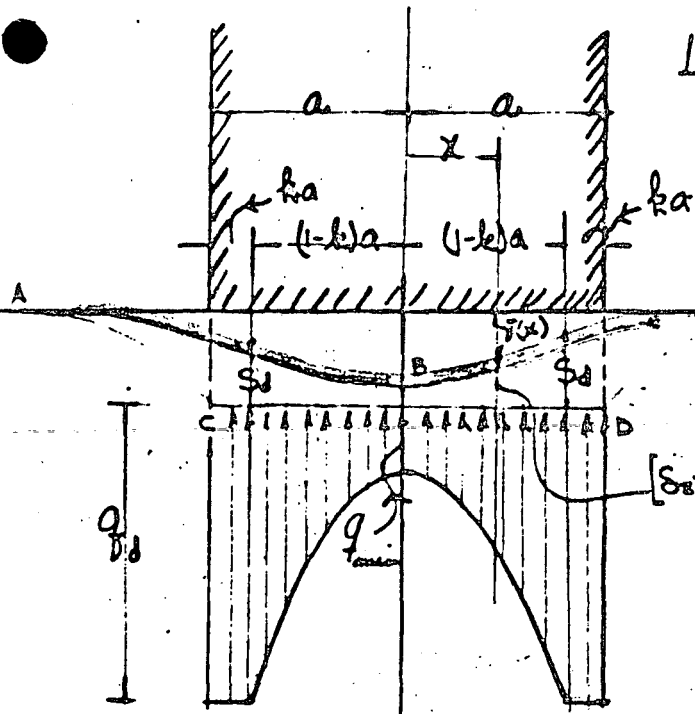


Fig. 8

Let $S(x) = S_0 - \delta(x) =$ effective settlement from diagram of fig 7 and satisfying equilibrium we can find an accurate contact pressure distribution $[S_0 - \delta(x)] = S(x)$ for clays, with a consolidation curve ABA' at some factor time "T" and a total settlement S_0 .

The curve of theoretical conso

olidation ABA' can be computed in most of the cases considering a uniform load distribution static equivalent to the total load Q_0 , if we are able to admit Saint-Venant's principle which states: "If the forces acting on a relative small portion of the surface of an elastic body, are replaced by another statically equivalent system of forces acting on the same portion of the surface, this redistribution of loading produces substantial changes in the stresses locally, but has a negligible effect on the stresses at distances which are large in comparison with the linear dimensions of the surface on which

18

the forces are changed. On the other hand if the distance to the middle surface of the layer what is going to be consolidated is smaller than " $2d$ ", we can do the following: we compute two time-settlements curves, one for each distribution of contact pressure and we can interpolate in accord with the kind of surface soil (Sand or clay), as it was done in the numerical example of the stock house silos of Universal Atlas Cement Co. the method described can be used for the two dimensional problem, as well as the three dimensional,

Mr. R. H. Wingate in his thesis describes this phenomenon in the following way:

The flexible building shown in (Fig. 9a) will exert on the soil immediately below it a pressure distribution which is approximately uniform; it is shown by curve (1). This pressure distribution will cause a bell shaped pressure distribution at the surface of the buried compressible stratum as shown by curve (2) Fig. 9. Under this pressure distribution the surface of the compressible stratum will undergo a settlement pattern of the shape shown by curve (3)

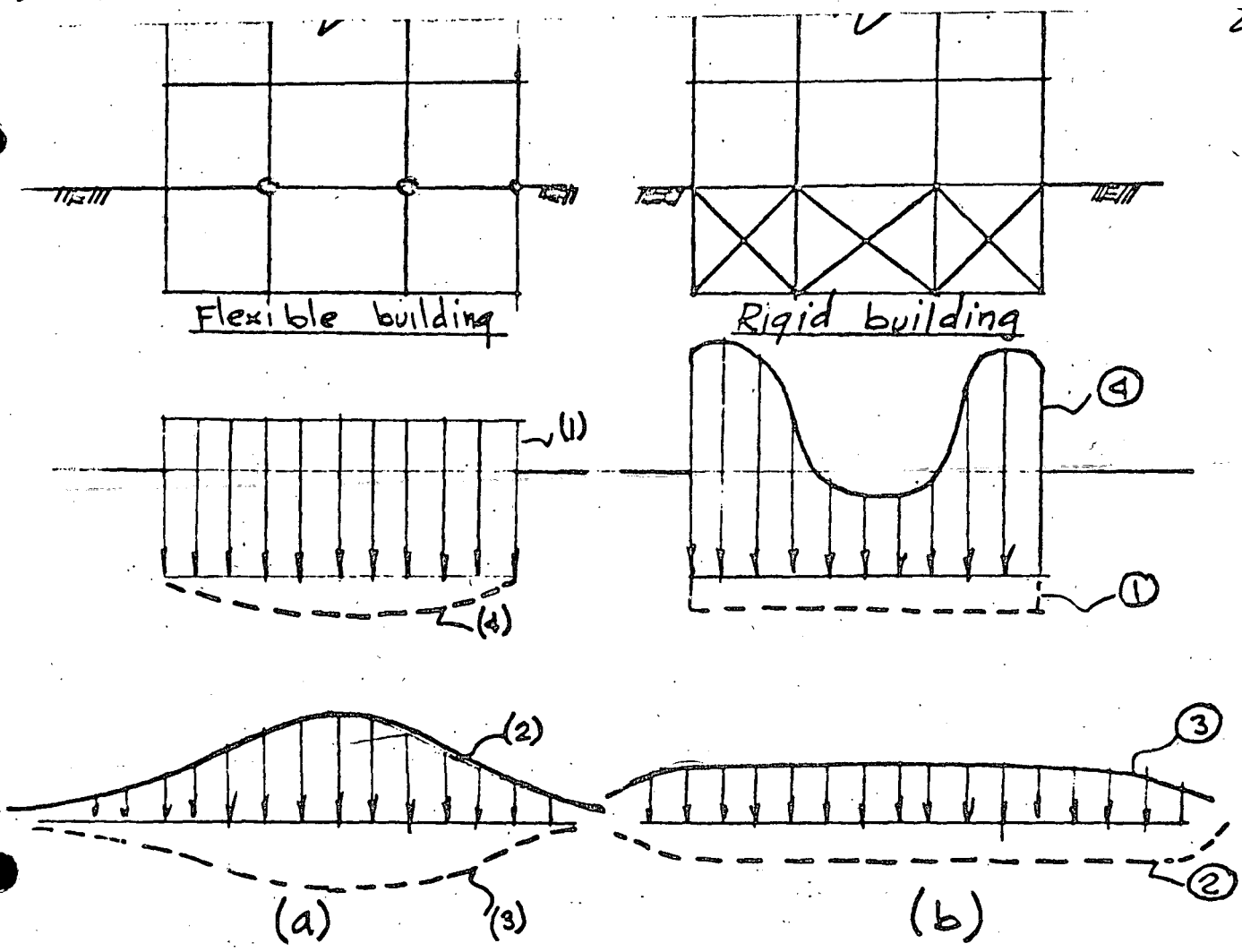


Fig. 9

If the soil above is of much better quality as a foundation material than the soil of the compressible stratum, it is reasonable to assume that the compressible stratum is the source of practically all the settlement, and the settlement pattern at the foundation level is curve (4), which is similar or equal to curve (3).

For a rigid building shown in fig 9 b the settlement pattern is known, and thus the curves must be considered in reverse order as compared with (a). The building must

20

settle uniformly and must cause an approximate uniform compression of the buried clay stratum as shown in curve (2). For uniform compression of the stratum the stress must be about uniform, as shown in curve (3). By reverting to (a) and noting that pressure distribution curve (2) results from the uniform pressure distribution curve (1), it may be deduced that in (b) the surface pressure distribution required to cause distribution curve (3) is of the form of distribution curve (4).

From this deductions the following conclusions may be drawn:

a) If an approximately uniform load is applied to the soil above a buried compressible stratum, greater settlement occurs at the center than at the edges of the loaded area.

b) If a rigid foundation mat undergoes settlement because of compression of a buried stratum, the stress near the edges of the loaded area is greater than that near the center.

The only one commentary respect to Mr. R. H. Wingate's thesis is: Everything he states may be correct only for a certain relation of dimensions of the foundation to the depth a:

what the buried compressible layer is located

Rigid Case (Tridimensional circular footing)

A₁O'B₁ settlement curve due to consolidation

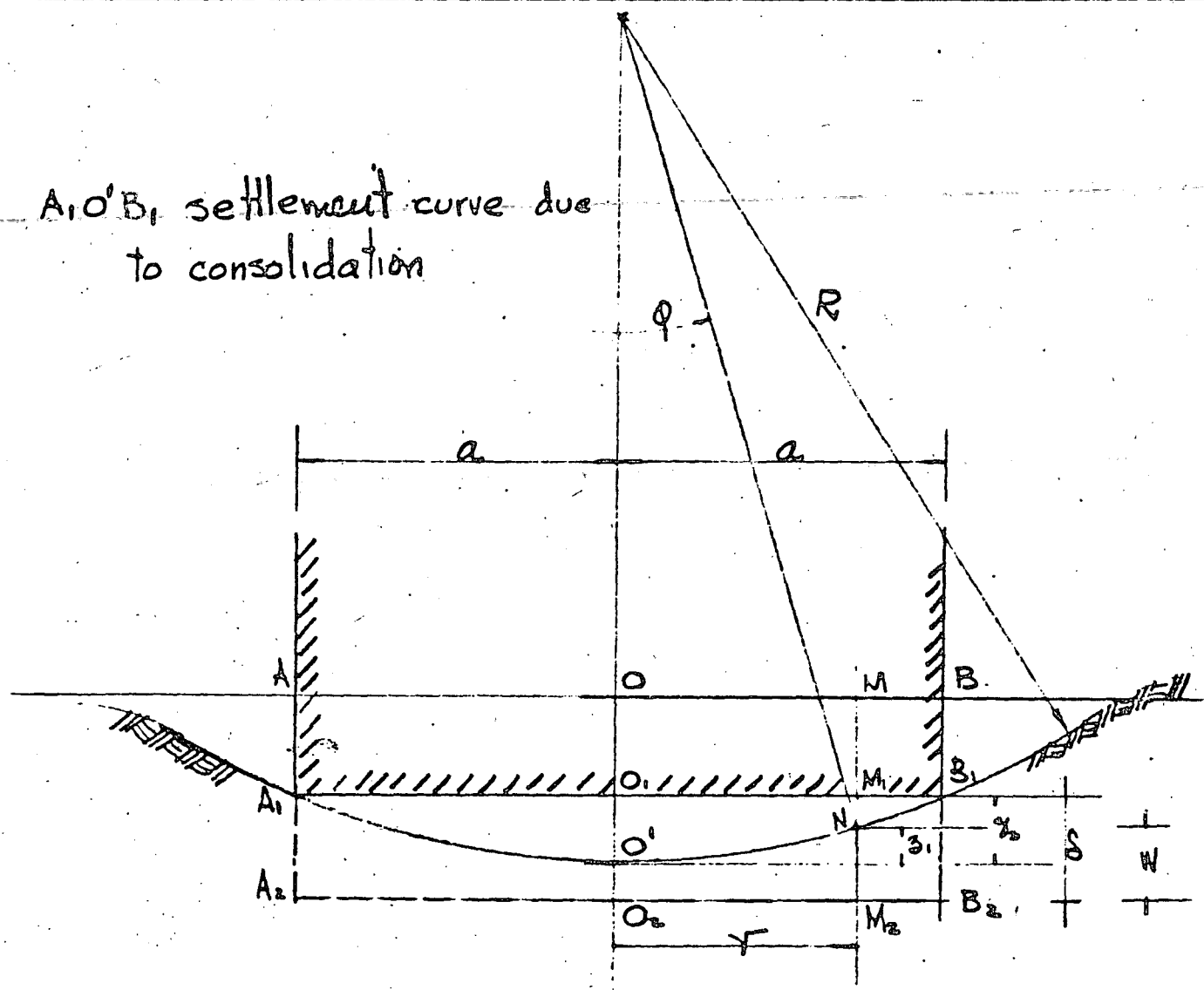


Fig 10

We assume that these two bodies, one has a spherical surface and the other remain plane.

If there is not pressure between the bodies we have contact at two points A₁ and B₁, the distance from the plane tangent at O₁ to N will be

$$y_1 = R(1 - \cos \phi) \approx \frac{r^2}{2R} \quad (2)$$

z_2 differential settlement due to consolidation

If the bodies are pressed together along the normal at o by a force P, there will be a local deformation near the point of contact producing contact over small surface, then assuming that over the total surface there is contact, and let us define w displacement due to the local deformation in direction z.

Considering that plane AB remains relatively immovable during local deformation in which any two points of the bodies will approach each other by a certain amount "S" and then w will be:

$$w = S - (z_2 - z_1) = (S - z_2) + \frac{r^2}{2R} \quad \text{--- (3)}$$

From the condition of symmetry it can be concluded that the intensity q of pressure and the corresponding deformation are symmetrical with respect to the center "o".

the total deflection at r will be

$$* w = \frac{1-\nu^2}{\pi E} \iint q(r) ds dr \quad \text{--- (4)}$$

* See Theory of Elasticity By Timoshenko and Goodier Pages 362-382

From (2) and (3) we have

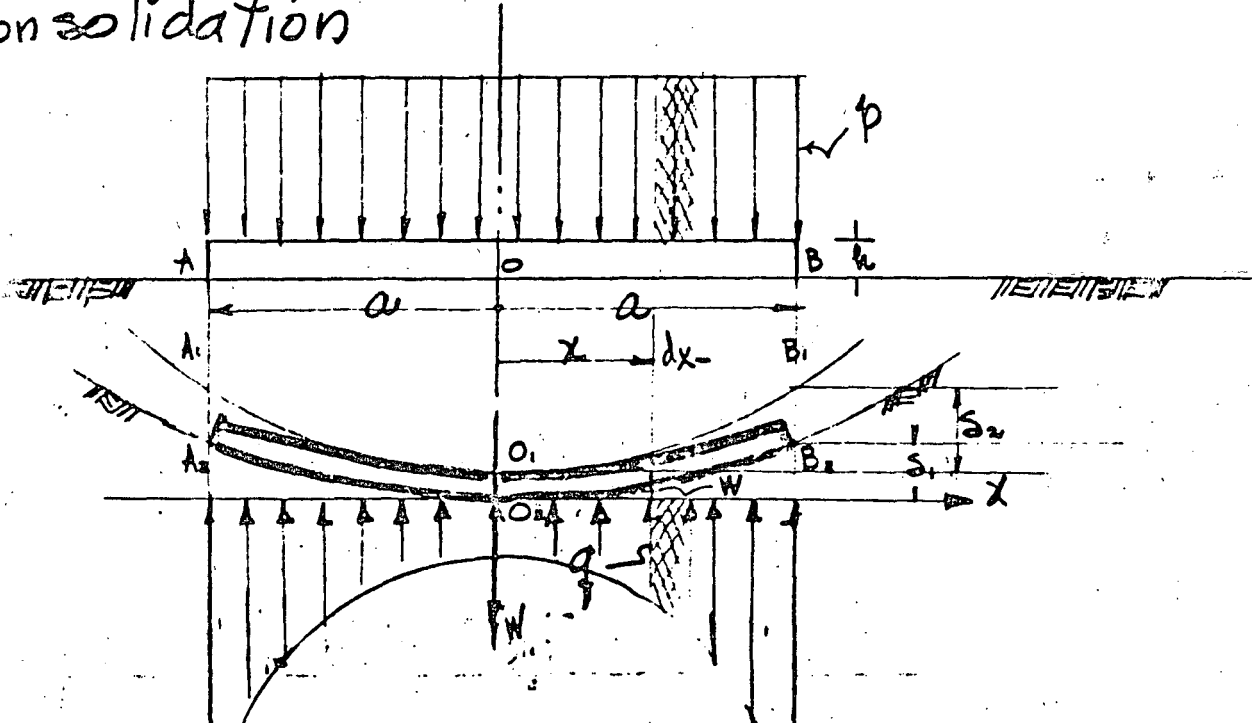
$$(\delta - \delta_2) + \frac{r^2}{2R} = \frac{1 - \nu^2}{TE} \iint q(r) ds d\psi \quad (5)$$

then we must find an expression $q(r)$ such as to satisfy equation (5)

In a similar way we may proceed for rectangular shape.

We may use expression (3) for the two dimensional case also.

Distribution of contact pressure, considering rigidity of foundation and settlement due to consolidation



- AOB initial position of plate
- A₁O₁B₁ settlement curve due to consolidation t
- A₂O₂B₂ True settlement curve t
- S₂ = differential settlement due to consolidation
- S₁ = true differential settlement $\Rightarrow 0 < S_1 < S_2$
- E_p = Modulus of elasticity of plate
- E_s = " " " " soil
- ν_p = Poisson's ratio of plate
- ν_s = " " " " soil
- h = thickness of plate
- $D = \frac{E_p h^3}{12(1-\nu_p^2)}$ = flexural rigidity of plate

Fig. 11 Plate under cylindrical bending

The differential equation for cylindrical bending of plates is:

$$D \frac{d^2 W}{dx^2} = -M \quad \text{--- (6)}$$

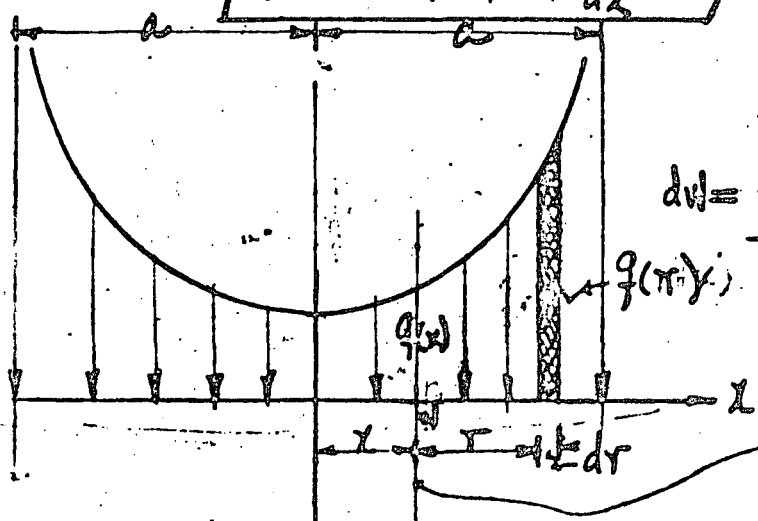
differentiating twice equation (6) we get

$$D \frac{d^4 W}{dx^4} = -\frac{d^2 M}{dx^2} \quad \text{--- (7)}$$

From equilibrium; $\frac{d^2 M}{dx^2} = -(p-q)$ --- (8)

then from (8) and (7) the contact pressure is

$$\left\{ q(x) = p + D \frac{d^4 W}{dx^4} \right\} \quad \text{--- (9)}$$



$$dw = \frac{1}{\pi E_s} \left[2 \log \frac{d}{r} - (1 + \nu_s) \right] q(r) dr$$

Fig 12 Deformation in the soil due to $q(x)$

the slope of the deformation curve in soil will be:

$$\frac{dw}{dx} = \frac{2}{\pi E_s} q(x) \log \frac{d}{x} - \frac{1 + \nu_s}{\pi E_s} q(x) \quad \text{--- (10)}$$

where "d" = distance from the surface to the rigid base

Since the vertical deflection of the plate should be equal to the vertical deflection of the foundation, condition which will let to us

to correlate elastic constants in slab and in foundation.

By substitution of (9) in (10) we have

$$\frac{dw}{dx} = \frac{1}{\pi E_s} [2 \log \frac{d}{x} - (1 + \nu_s)] (p + D \frac{d^4 w}{dx^4})$$

$$\frac{d^4 w}{dx^4} + \frac{\pi E_s}{D[(1 + \nu_s) - 2 \log \frac{d}{x}]} \frac{dw}{dx} = -\frac{p}{D} \quad (11)$$

Solving equation (11) and considering the boundary conditions:

$$\left. \begin{aligned} w(0) &= 0 \\ w(\pm a) &= S_1 \\ w_x(0) &= 0 \end{aligned} \right\} (12)$$

Hence From (12) and (11) we find:

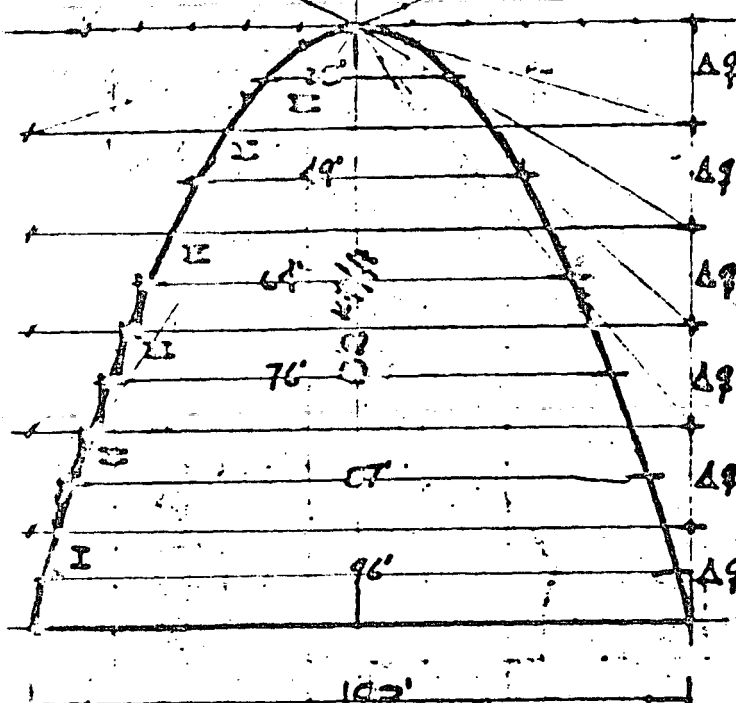
$$w = f(x, E_s, E_p, \nu_s, \nu_p, S_1) \quad (13)$$

then by substitution of (13) in (9) we get

$f(x)$; (as verification we must have

$$\sum F_g = 0)$$

Flexible Load on rectangular area to produce almost uniform settlement ← 28



$A_1 = 96 \times 154 =$	14800
$A_2 = 87 \times 145 =$	12600
$A_3 = 76 \times 134 =$	10200
$A_4 = 64 \times 122 =$	7700
$A_5 = 49 \times 108 =$	5300
$A_6 = 28 \times 85 =$	2400
$\Sigma A =$	<u>53000</u>

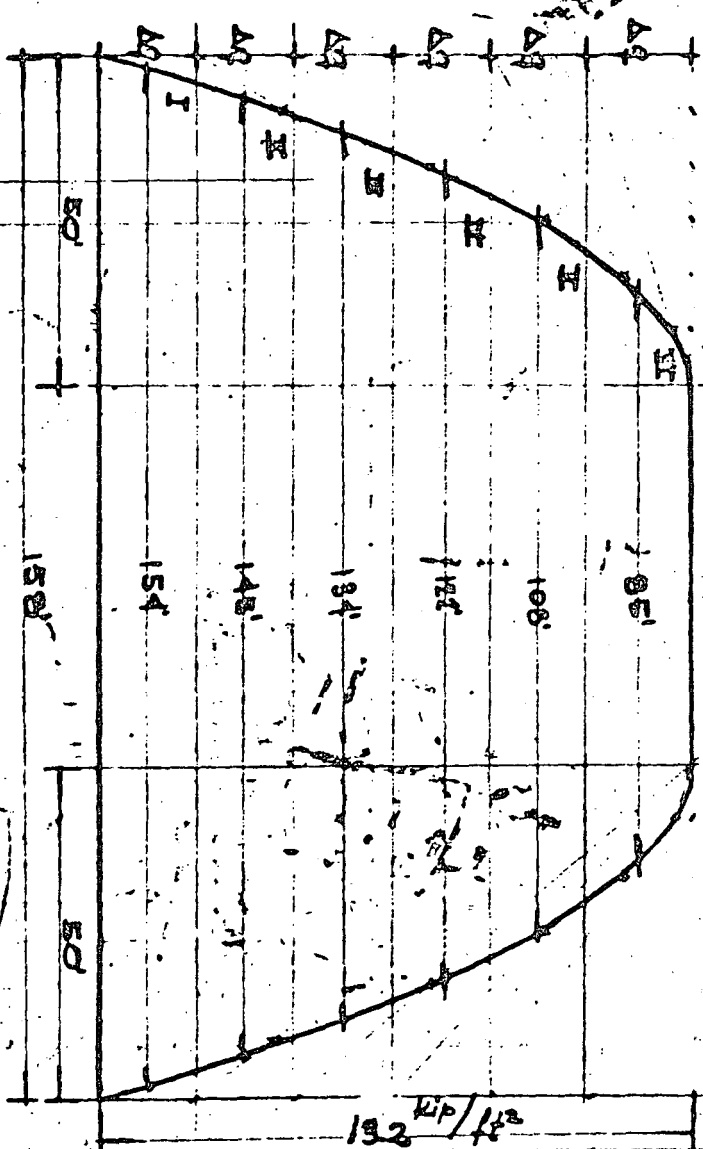
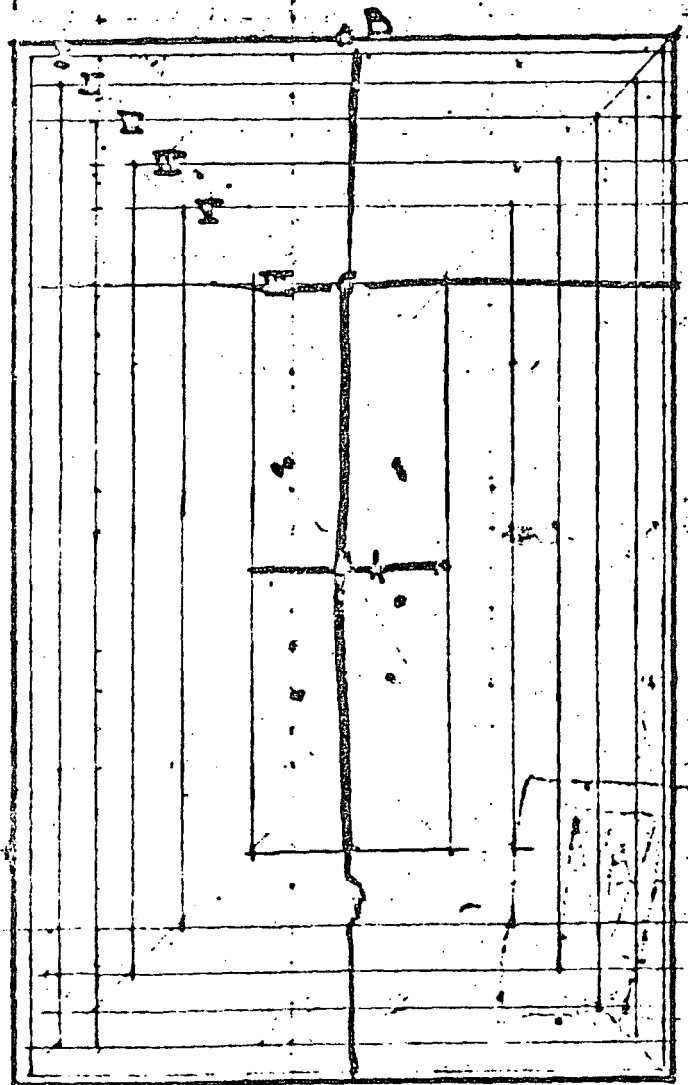
$(Q_a = \Delta q \Sigma A = 106000 \text{ kip})$

correction in Δq ;

$\Delta q' = \frac{Q_a}{\Sigma A} = \frac{117000}{53000} = 2.2 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$

correction in q_{max} ;

$q_{max} = 2.2 \times 6 = 13.2 \text{ kip/ft}$

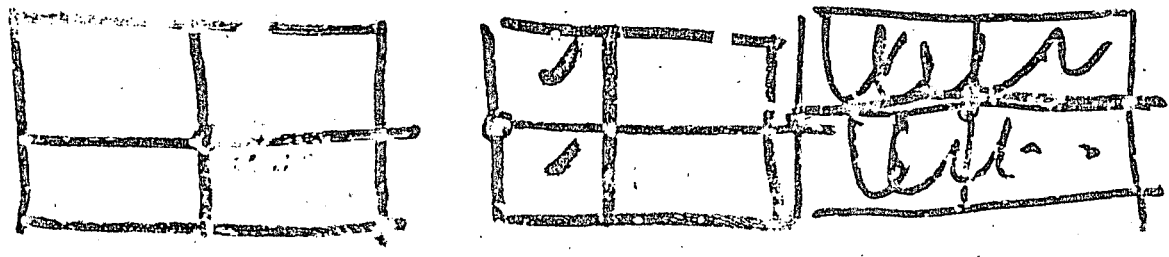


$$m' = \frac{B}{.75q} ; n' = \frac{L}{.75q} \quad m = \frac{B}{z} ; n = \frac{L}{z} \quad \Delta\sigma_z = I_r \Delta q$$

Tabulation of computation of stresses $\Delta q = 2.2 \frac{kl}{ft}$

Point	Increment	B (ft)	L (ft)	No of squares	z = 42'				z = 69'				z = 97'; (z' = 75')			
					m	n	I _r	Δσ _z (Kip/ft ²)	m	n	I _r	Δσ _z (Kip/ft ²)	m'	n'	I _r	Δσ _z (Kip/ft ²)
A	I	48	77	4	1.14	1.63	.217	1.41	.696	1.11	.152	1.54	.660	1.06	.148	1.30
	II	35	72.5	4	1.03	1.72	.205	1.80	.630	1.05	.144	1.27	.597	1.00	.136	1.20
	III	38	67	4	.905	1.59	.195	1.72	.550	.971	.129	1.14	.522	.920	.122	1.07
	IV	32	61	4	.763	1.45	.169	1.47	.465	.865	.108	.95	.440	.840	.102	.90
	V	24.5	54	4	.565	1.28	.138	1.21	.353	.782	.089	.79	.338	.742	.076	.67
	VI	14	42.5	4	.334	1.01	.090	.79	.208	.48	.048	.42	.192	.584	.040	.35
	Σ							8.93				5.91				5.49
B	I	48	154	2	1.14	3.67	.213	.457	.696	2.23	.170	.749	.660	2.11	.162	.713
			2			.048	-.014	-.062			.029	-.008		-.025		.027
	II	35.5	145	2	1.03	3.46	.207	.910	.630	2.10	.160	.705	.597	1.99	.151	.664
			65			.155	-.044	-.194			.094	-.020		-.088		.089
	III	38	134	2	.905	3.20	.196	.862	.550	1.94	.146	.642	.522	1.84	.140	.615
			12			.286	-.072	-.317			.174	-.034		-.149		.165
	IV	32	122	2	.763	3.05	.182	.800	.465	1.77	.123	.563	.440	1.67	.120	.529
			18			.480	-.046	-.422			.261	-.046		-.202		.247
	V	24.5	108	2	.565	2.53	.148	.651	.355	1.57	.096	.422	.338	1.48	.093	.409
			25			.595	-.103	-.447			.352	-.050		-.220		.342
VI	14	85	2	.334	2.02	.046	.422	.203	1.23	.060	.264	.192	1.17	.052	.228	
		32.5			.870	-.082	-.320			.530	-.042		-.185		.500	-.036
Σ							2.78				2.47				2.37	

* At $z = 97'$ it has been considered the influence of a rigid lower boundary on the stresses produced by surface loads. (Terzaghi Theoretical Soil Mechanics, pages 416-429)



Settlement computation

30

$$p = H \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

C_c = compression index = 0.22

e_0 = initial void ratio = 0.67 for $w = 24\%$

$$\frac{C_c}{1+e_0} = \frac{0.22}{1+0.67} = 0.13$$

Point "A" (we have considered two layers)

$$\Delta p_{A_1} = 27 \times 0.13 \times \log \frac{11.5}{5.9} = 1.04'$$

$$\Delta p_{A_2} = 27 \times 0.13 \times \log \frac{11.5}{6.4} = 0.90'$$

$$p_A = \Delta p_{A_1} + \Delta p_{A_2} = 1.04 + 0.90 = 1.94' = 23''$$

(1.4')

Point "B"

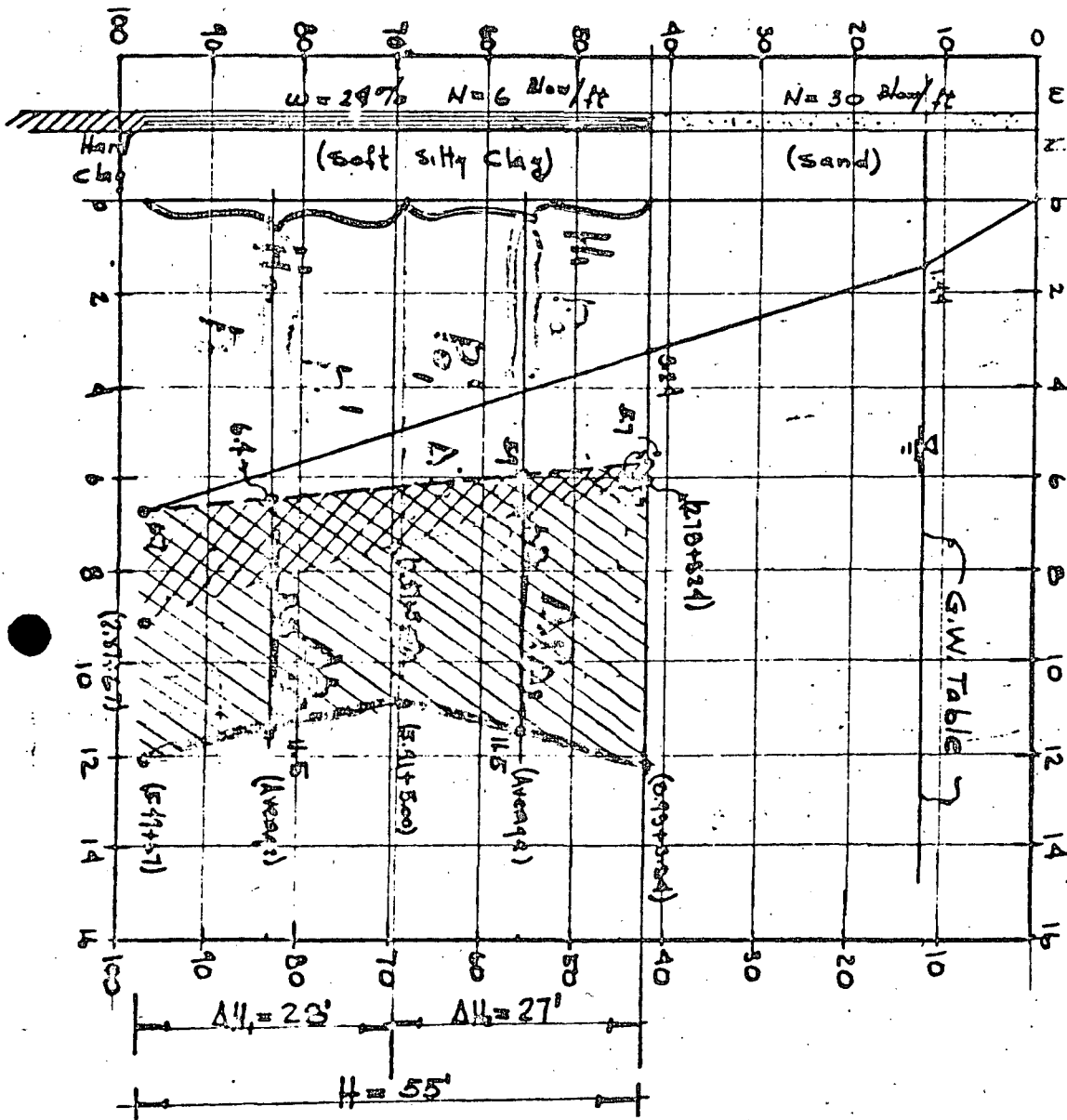
$$\Delta p_{B_1} = 28 \times 0.13 \times \log \frac{6.8}{5.9} = 0.222'$$

$$\Delta p_{B_2} = 28 \times 0.13 \times \log \frac{8.3}{6.4} = 0.406'$$

$$p_B = \Delta p_{B_1} + \Delta p_{B_2} = 0.222 + 0.406 = 0.628' = 7.6''$$

(1.58')

Depth Below Ground surface in feet



Vertical stresses in kips per foot square

- stresses due to over burden
- - - preconsolidation stresses
- ▨ stresses below point B
- ▨ stresses below point A

Possible distribution of contact pressure

Average unit load $q_a = 7.4 \text{ k./ft}^2$

Total load $Q_a = q_a A = 100 \times 158 \times 7.4$

$Q_a = 117000 \text{ Kip}$

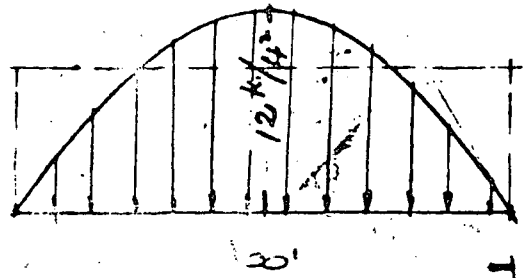
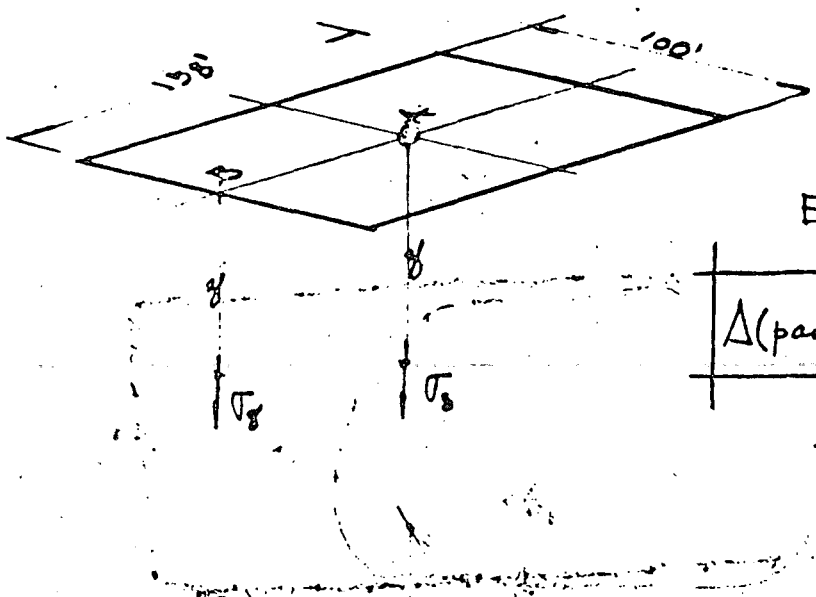
Estimation of q_{max}

$$\Delta(\text{parabola}) = \frac{1}{3} B q_{max}$$

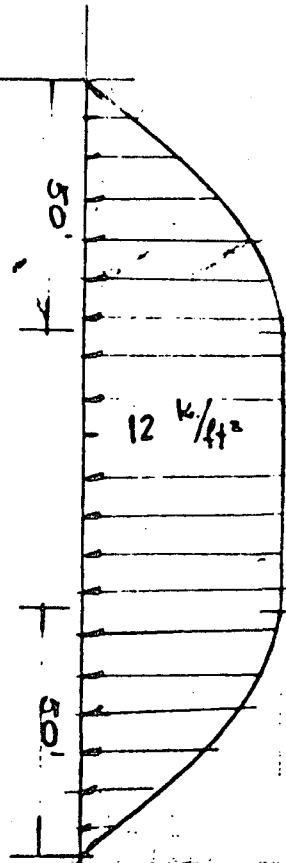
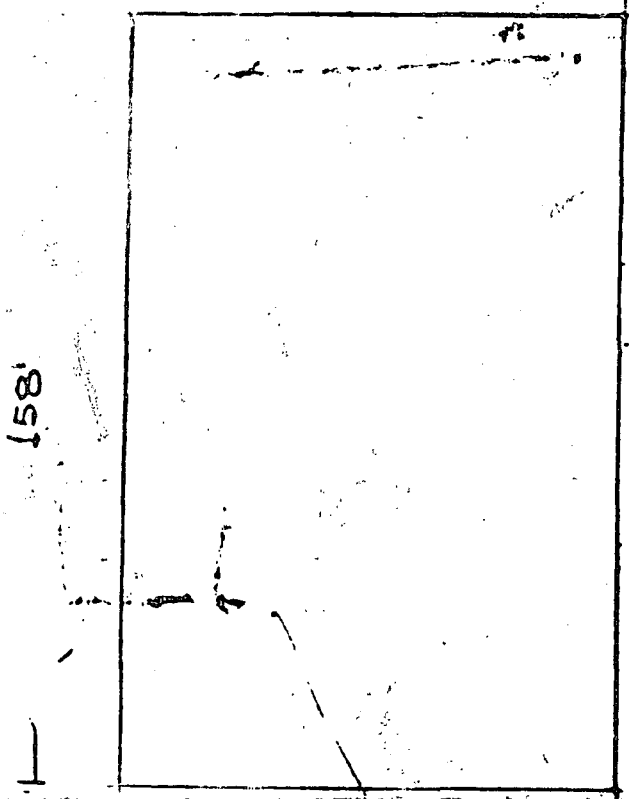
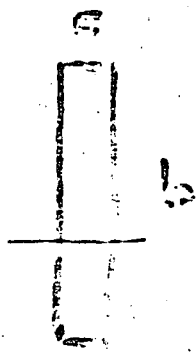
$$\frac{1}{3} \times 50 \times q_{max} = 7.4 \times 100$$

$$q_{max} = 10.1 \text{ k./ft}^2$$

$$q_{max} \approx 12 \text{ k./ft}^2$$

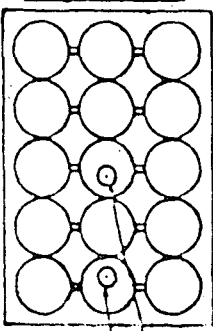


$q_a = 7.4 \frac{\text{k}}{\text{ft}^2}$



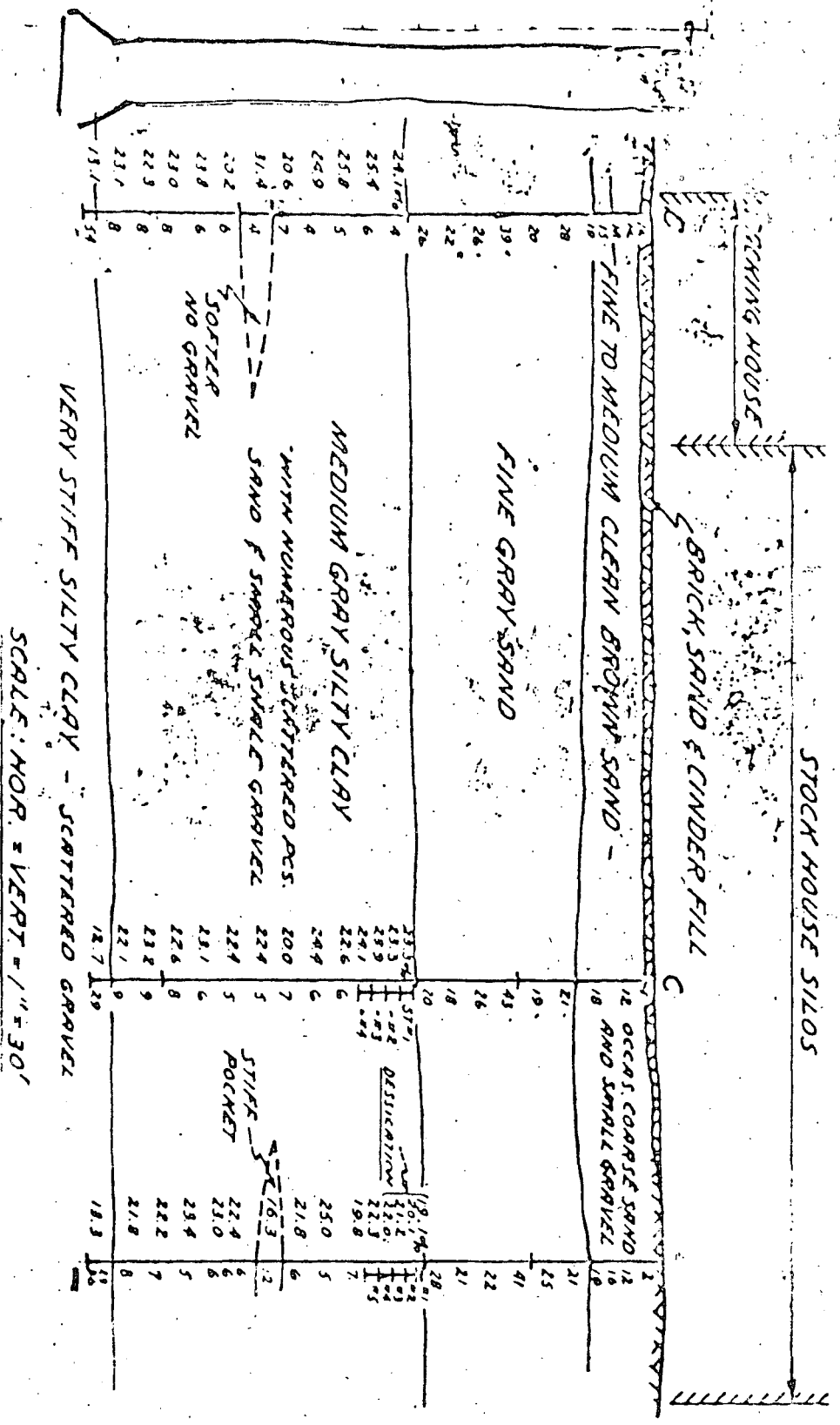
EXISTING STOCK HOUSE MILL #6

PACKING HOUSE



BORING LOCATION PLAN
SCALE 1" = 100'

GEOLOGIC SECTION THROUGH STOCK HOUSE SILOS

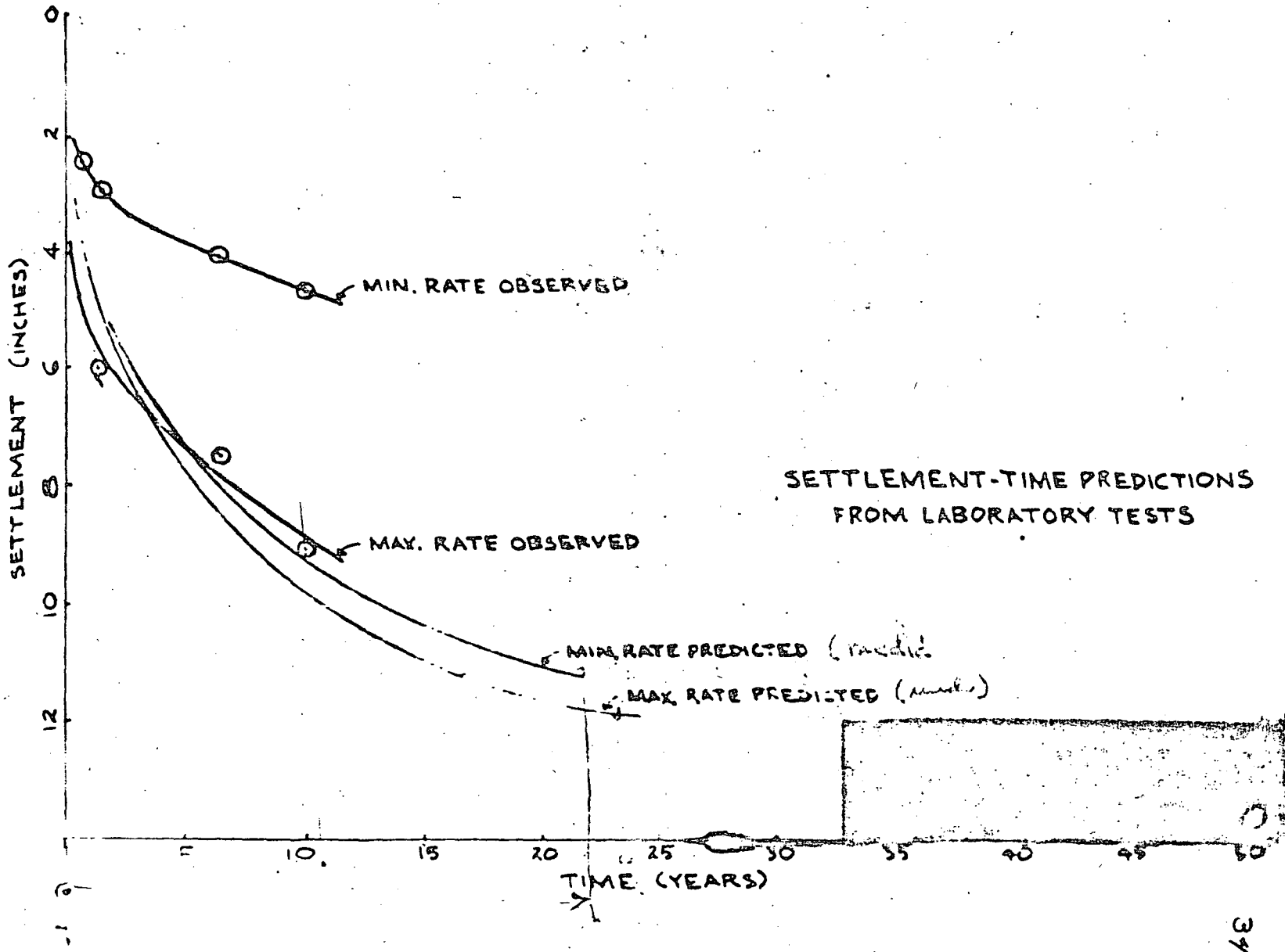


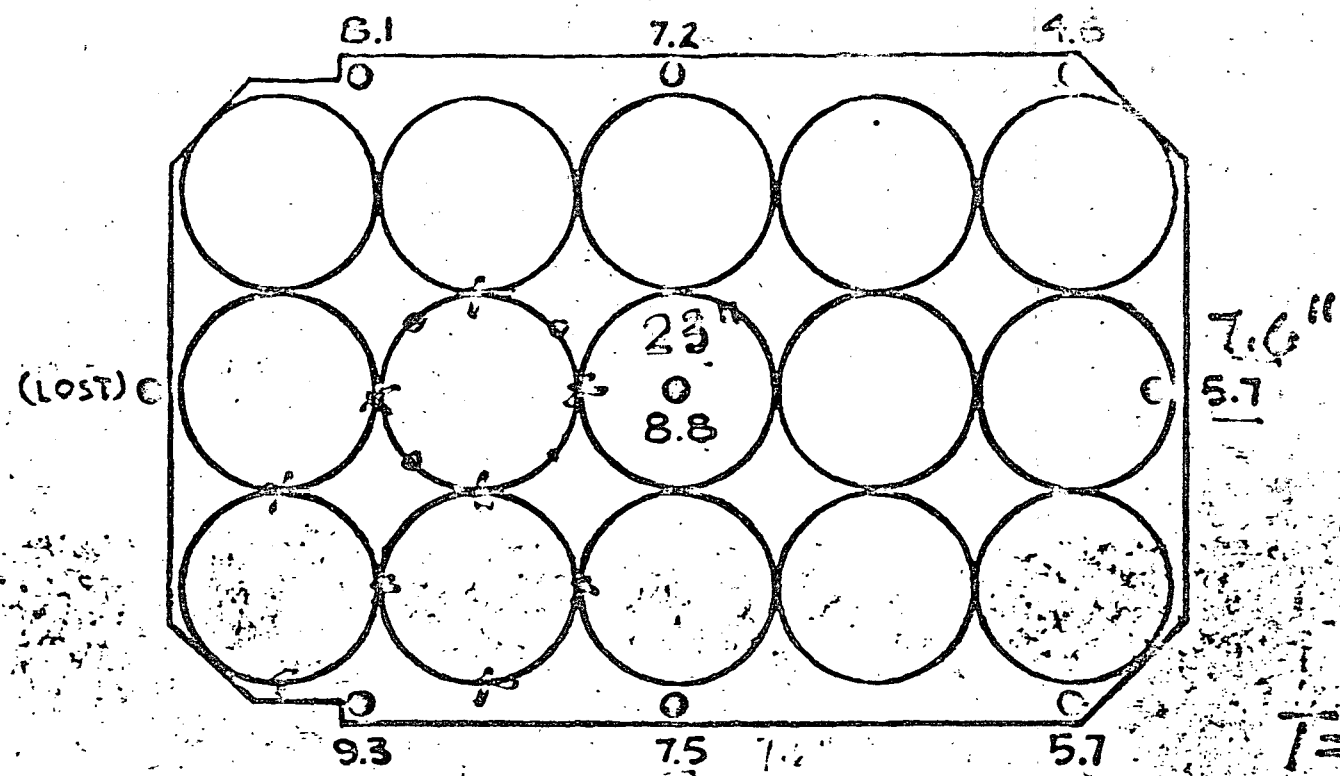
COMPARISON OF OBSERVED AND CALCULATED SETTLEMENTS

B 3 00

Structure	Unit Load lb./ft ²	Estimated settlement due to sand (inches)	Computed no precom- solidation (inches)	Computed with precom- solidation (inches)	Observed Maxima (inches)	Observed differen- tial (inches)
Blending Tanks Mill #6	6500	2-1/2	18	12	9	1.2
Chimney	2700	2	6-1/2	4	3-1/2	0
Stack House	3200	1.5	6 (corner) 11-1/2 (center edge)	2.5 5	5-1/2	3
Clinker Storage	3200	1.5	6 (corner) 11-1/2 (center edge)	2.5 5	6-1/2	5
Limestone Storage Pile	4700	3	32	13	18" (tunnel floor)	15-1/2 (average tunnel)

Fig. 7





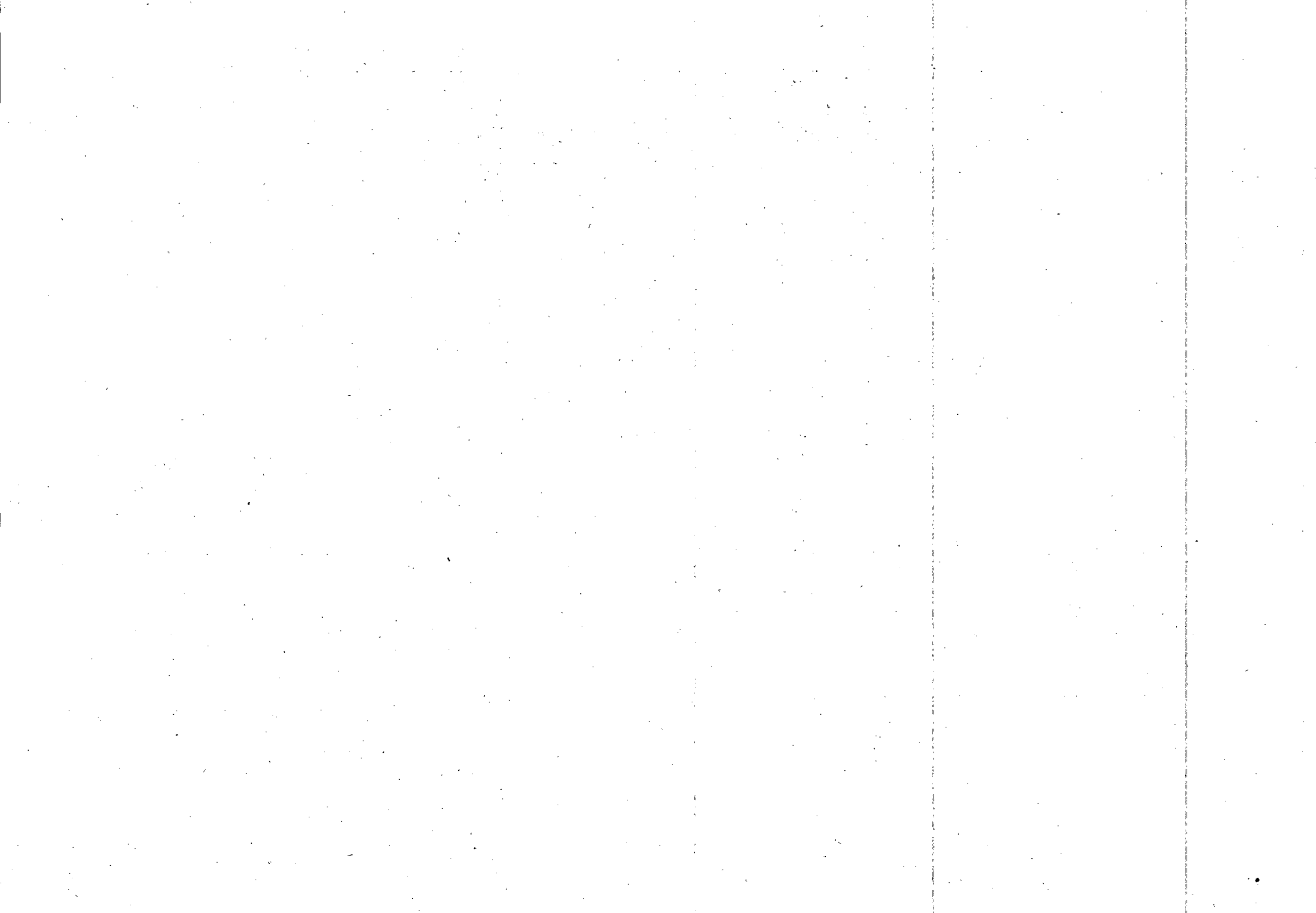
SETTLEMENT AS OF MARCH 1967 (10 YEARS) - INCHES. 100%

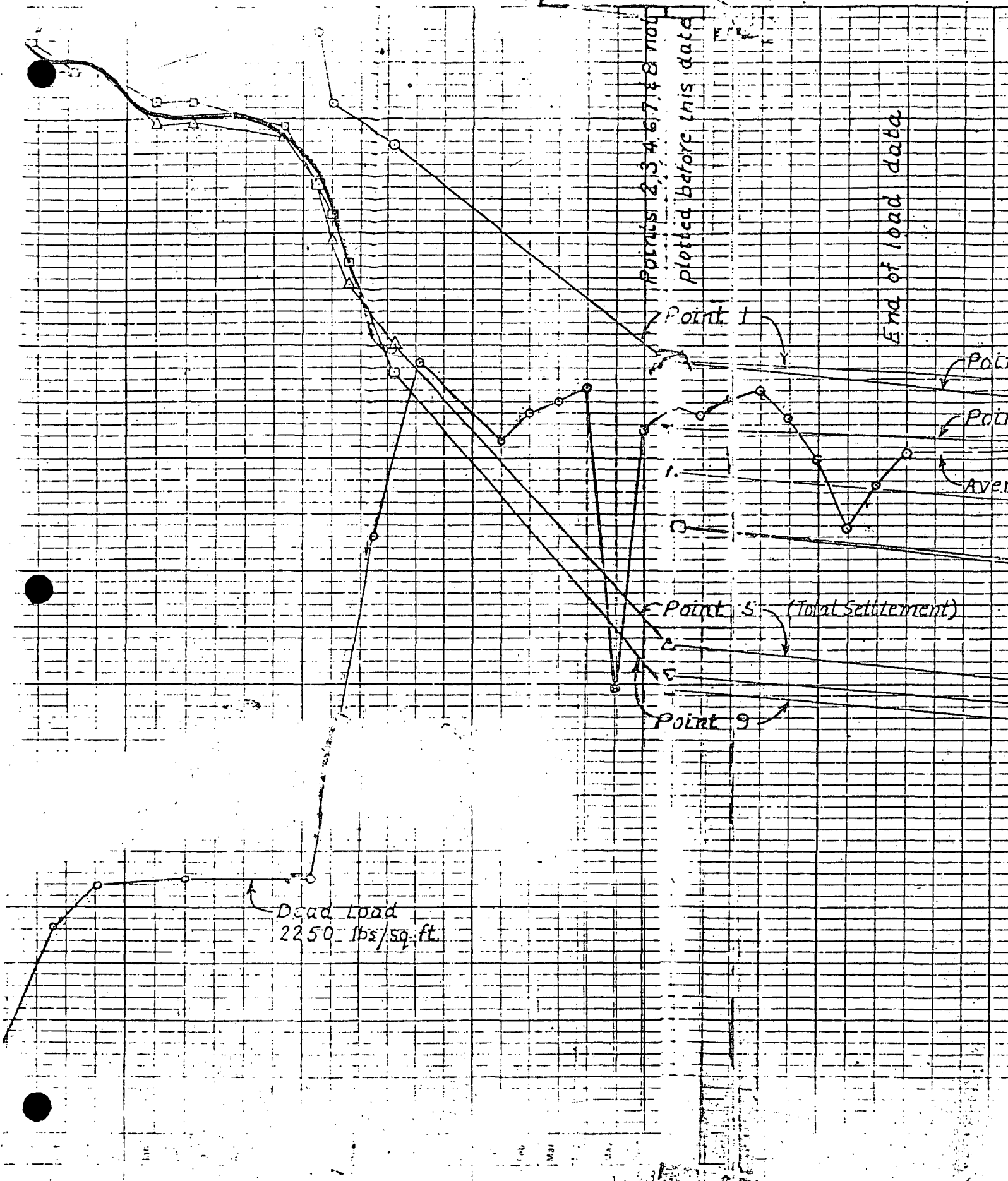
NOTE: SETTLEMENT AT CENTER DUE TO SAND LAYER ONLY - 1.8 INCHES

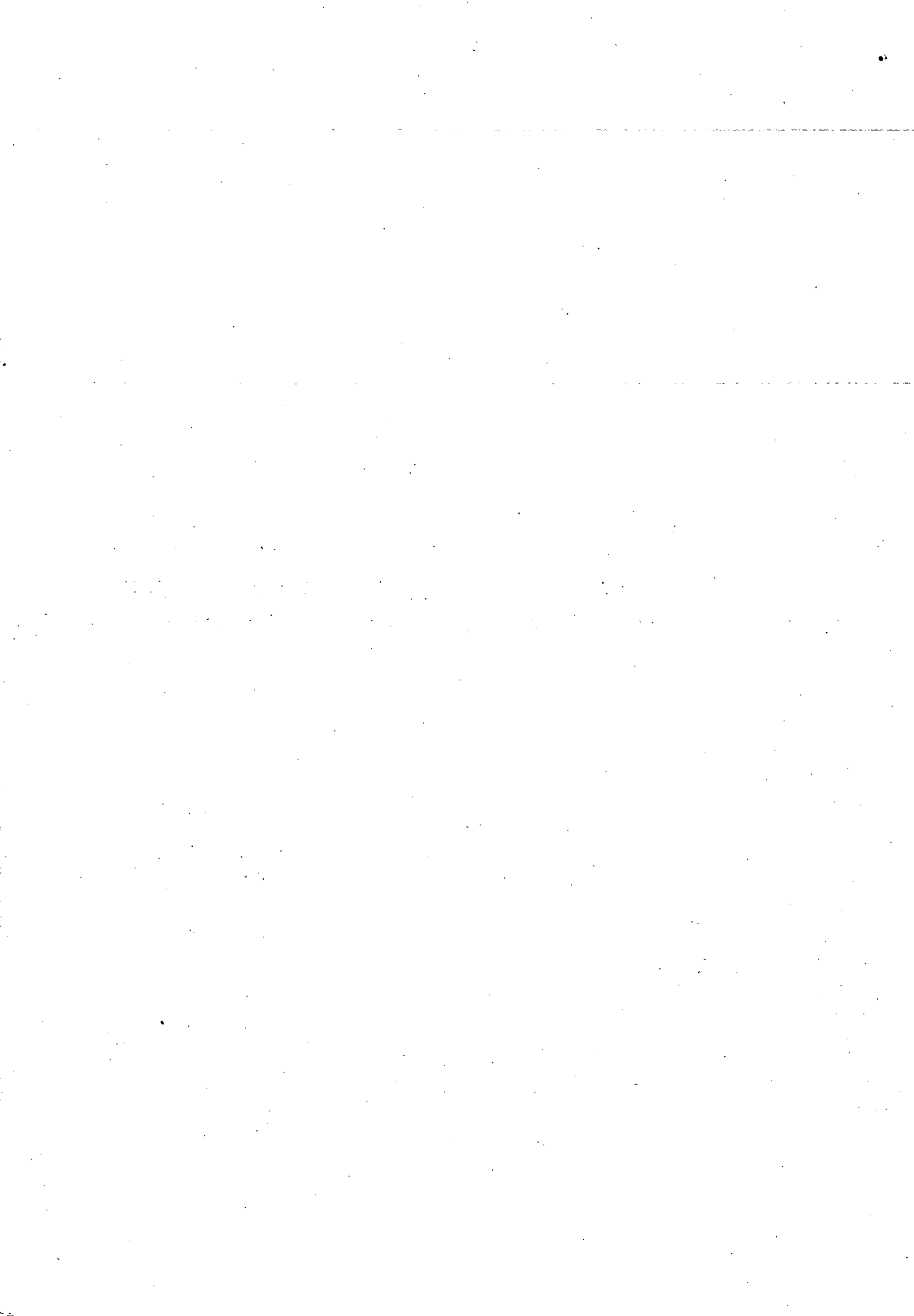
TABLE I

SUMMARY OF RESULTS OF CONSOLIDATION TESTS

Sample Number	Elevation Chicago Datum	Initial Water Content	Initial Void Ratio	Preconsolidation Stress Tonnes/sq. ft.		C _c = Compression Index
				Minimum Possible	Most Probable	
BORING 54						
1	-37.8	23.3	0.650	2.1	2.8	0.188
2	-42.8	25.4	0.703	2.4	3.0	0.225
3	-46.8	26.1	0.710	2.3	2.9	0.244
4	-50.8	27.2	0.746	2.0	3.0	0.237
5	-54.8	25.5	0.697	2.2	3.0	0.235
6	-57.8	22.9	0.629	2.3	3.2	0.200
7	-62.5	24.2	0.659	2.4	3.0	0.230
8	-66.7	23.4	0.650	2.3	3.0	0.219
9	-70.7	23.7	0.646	2.2	3.2	0.225
10	-74.8	23.3	0.646	2.3	3.0	0.219
11	-79.2	23.0	0.635	2.7	3.5	0.225
12	-82.9	21.9 Not in Aver.	0.596 Not in Aver.	2.4	4.0	0.162 Not in Aver.
Average		24.4	0.670			0.222







Point 7

Point 6

Average Load 6090 lbs/sq. ft.

Point 5 (clay core)

Point 8

Point 2

Point 3

JAN
FEB
MAR
APR
MAY
JUNE
JULY
AUG.
SEPT.
OCT.
NOV.
DEC.
JAN.
FEB.
MAR.
APR.

1967



Aug.

Sept.

Oct.

Nov.

Dec.

Jan.

Feb.

Mar.

Apr.

May

June

July

Aug.

Sept.

Oct.

Nov.

Dec.

Jan.

Feb.

Mar.

Apr.

May

June

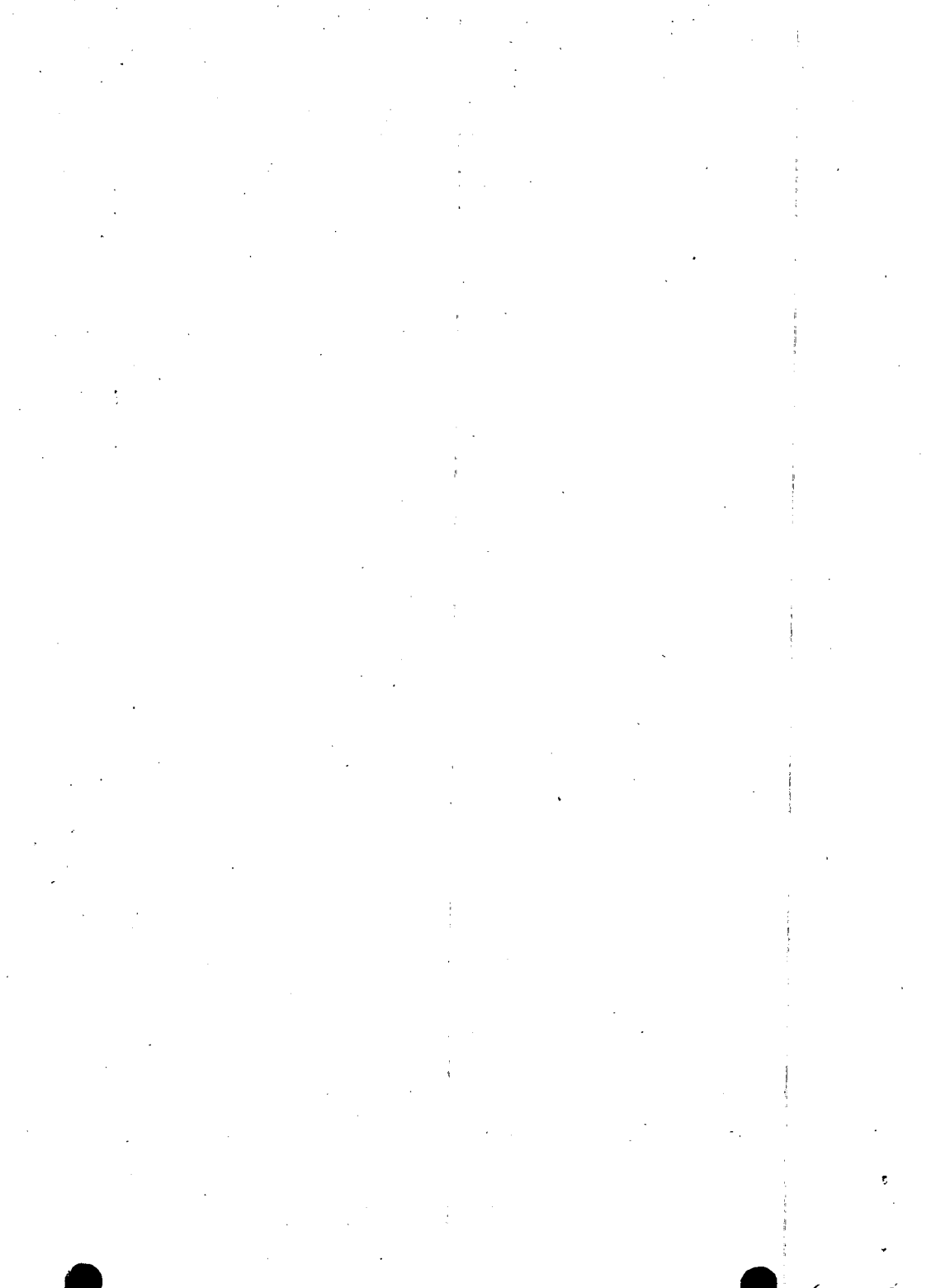
July

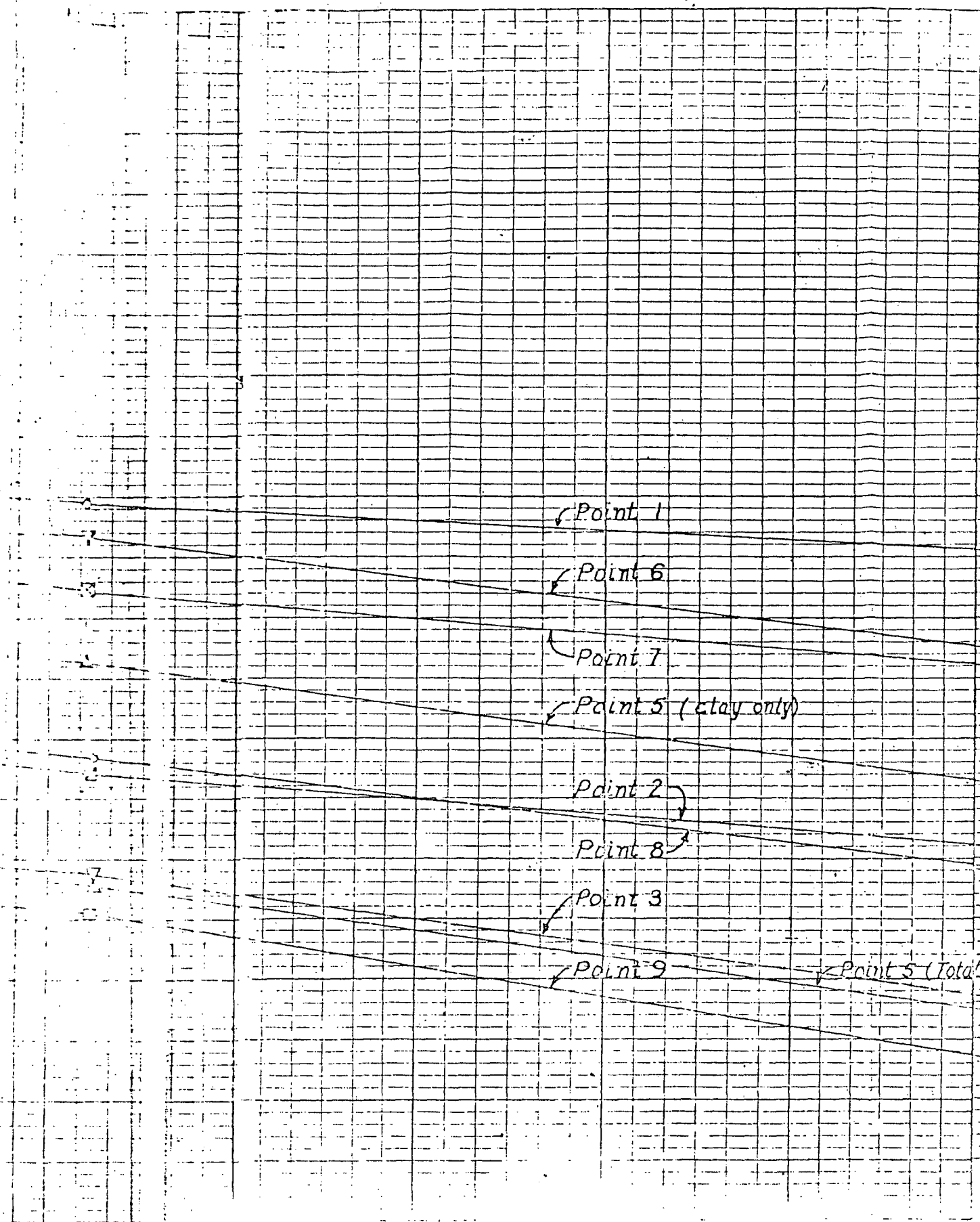
Aug.

1962

1963

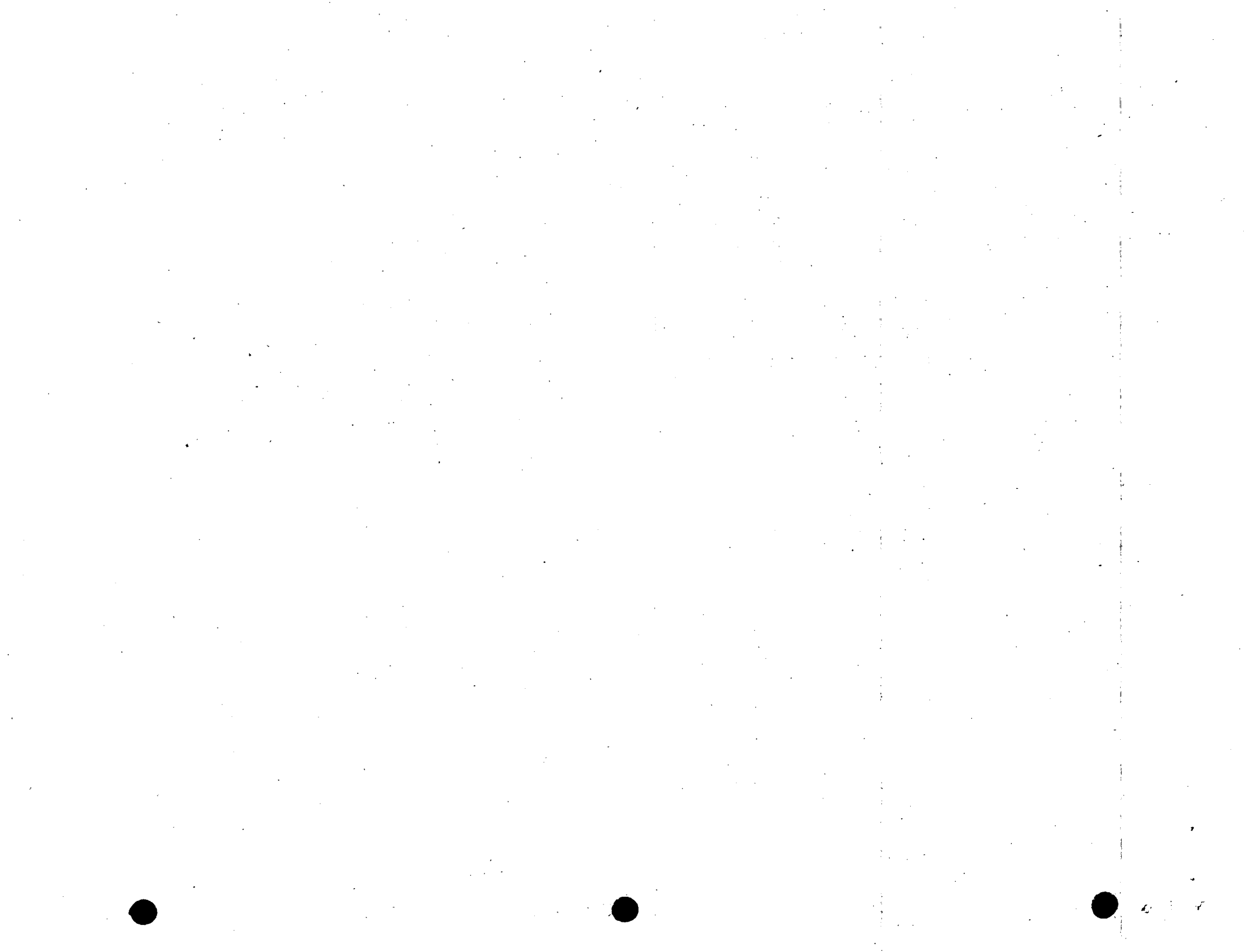
7





May June July Aug.

1963



y only)

Print 5 (Total Settlements)

○

□

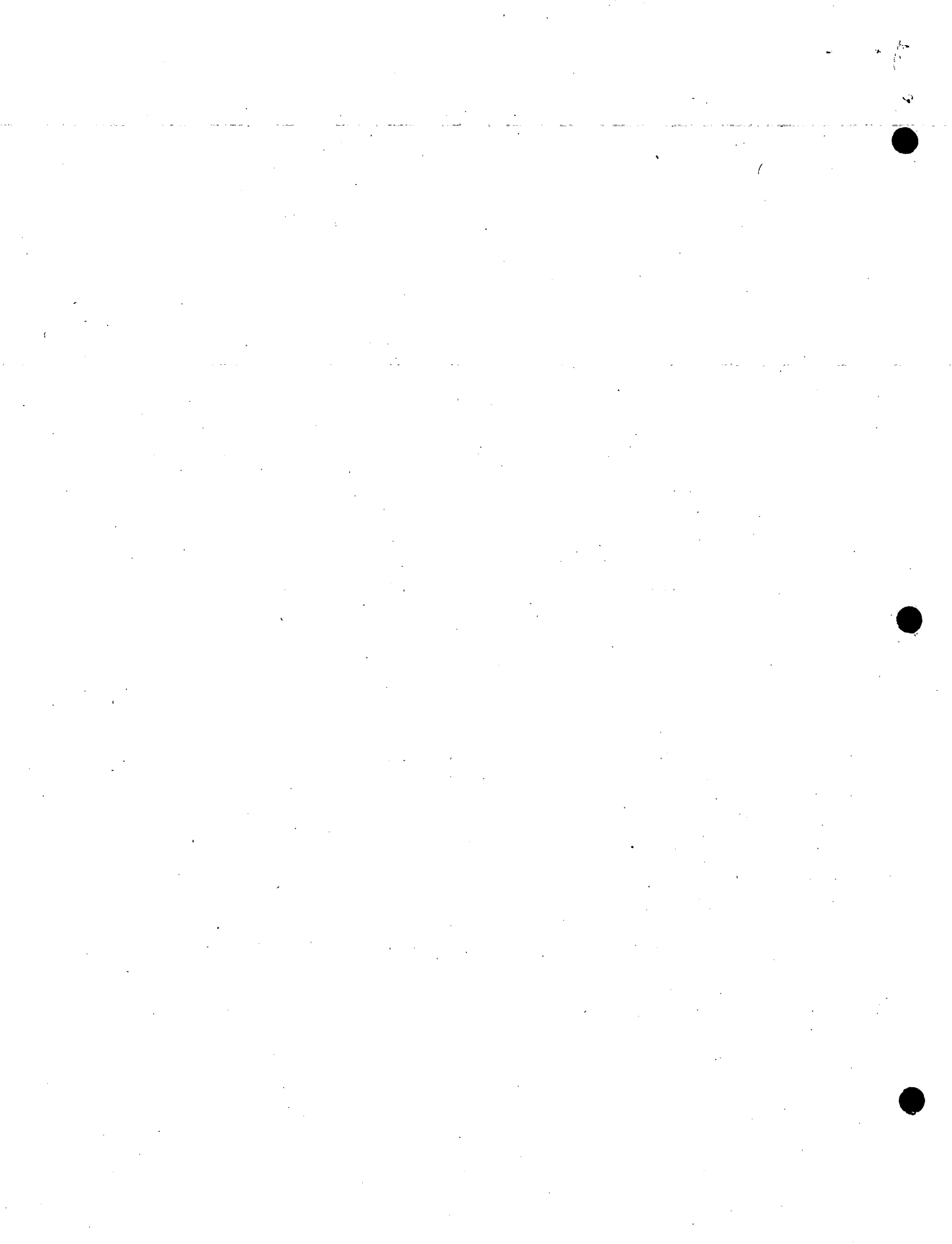
△

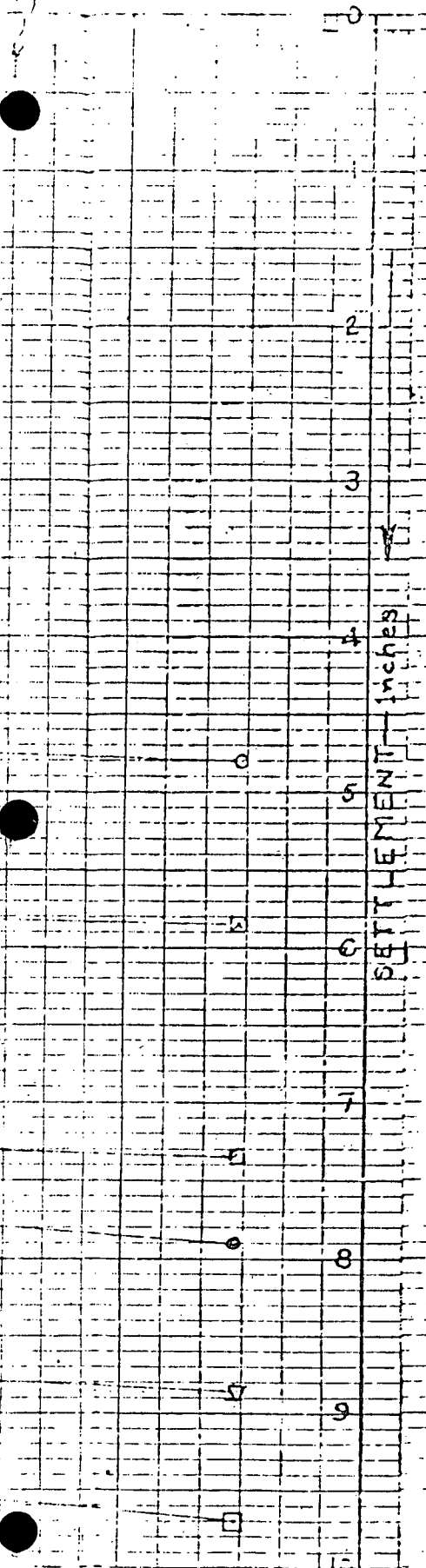
▽

○

△

▽

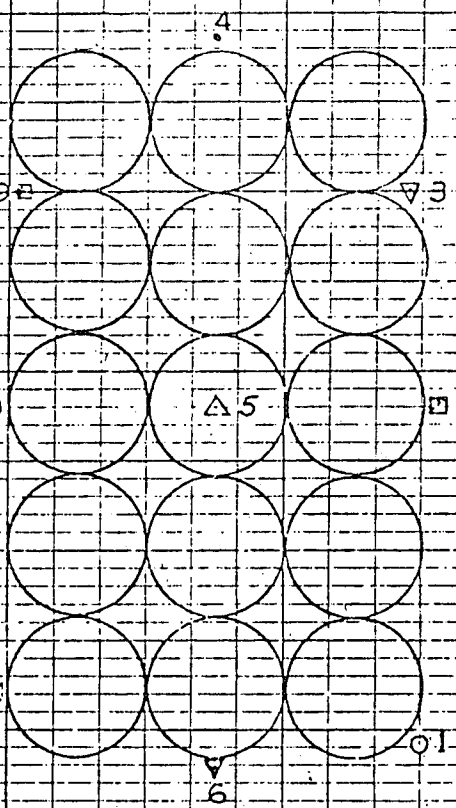
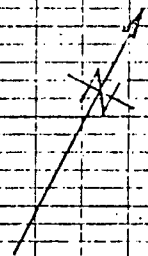




pipe
pipe



Settlement of Silo

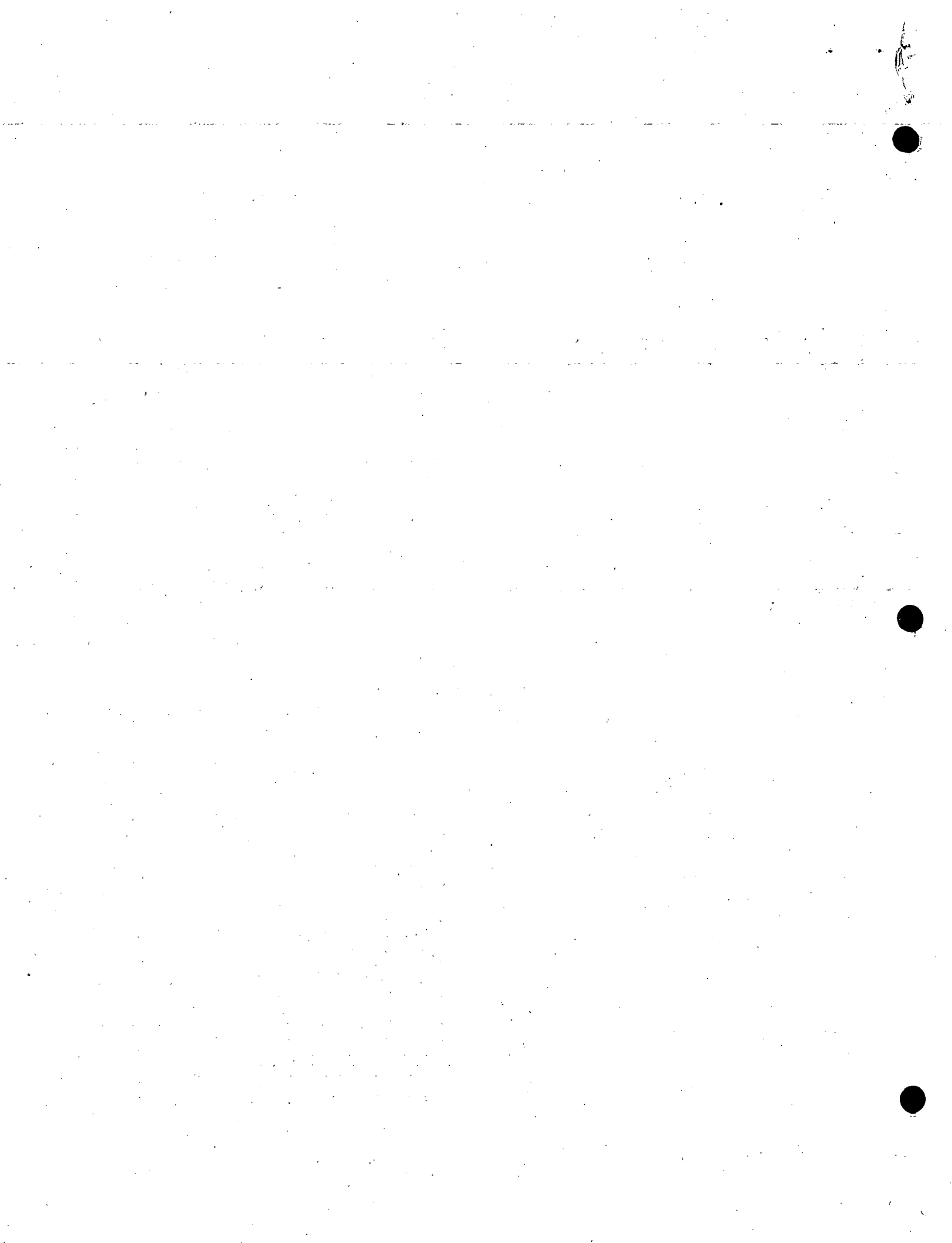


LOCATION OF POINTS

TIME SETTLEMENT CURVES
CEMENT SILOS
BUFFINGTON PLANT
UNIVERSAL ATLAS CEMENT CO.

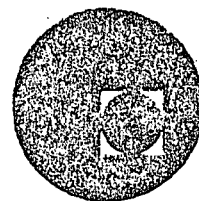
J. O. OSTERBERG - CONSULTANT

Apr. May June July Aug. Sept. Oct. Nov. Dec. Jan. Feb. Mar. Apr. May June July Aug. Sept. Oct. Nov. Dec. Jan. Feb. Mar. Apr. May June July Aug. Sept. Oct. Nov. Dec.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE CIMENTACIONES

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA LA BODEGA
GRANELERIA EXISTENTE DE ALMACENES NACIONA -
LES DE DEPOSITO, S.A., UBICADA EN LA COLONIA IN
DUSTRIAL DE VILLA HERMOSA, TABASCO.

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

OCTUBRE, 1978.



BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X₁

C O N T E N I D O

	pág.
1. ANTECEDENTES.	1
2. TRABAJOS DE CAMPO.	1
3. PRUEBAS DE LABORATORIO.	1
4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES	2
5. CAPACIDAD DE CARGA DEL SUBSUELO	3
5.1 <i>Presión actual en el terreno</i>	4
7 ANALISIS DE LA CIMENTACION EN BASCULA	5
7.1 <i>Peso propio de la báscula reduciendo el espesor de los muros de 40 cm a 20 cm. (Fig. 19).</i>	5
7.2 <i>Empuje activo sobre muros de báscula</i>	6
7.3 <i>Momento debido al empuje activo en A</i>	7
7.4 <i>Momentos en centro del claro de losa de fondo</i>	7
7.5 <i>Refuerzo para losa de fondo en C</i>	7
7.6 <i>Refuerzo para empuje lateral</i>	7

X₂

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X₁

	pág.
8. ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION.	8
8.1 Asentamientos bajo el punto a (Fig. 18)	9
8.2 Asentamientos bajo el punto b.	9
8.3 Asentamientos bajo el punto d.	10
8.4 Asentamientos bajo el punto c.	10
8.5 Curvas de igual asentamiento en bodega granelada	10
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	10
9.1 Según los planes propor.....	10
9.2 El esfuerzo de falla en.....	11
9.3 El esfuerzo dentro de l.....	11
9.4 Los asentamientos a lar.....	11
9.5 Los estratos muestran u.....	11
9.6 Todas las cimentaciones.....	12
9.7 La bodega se usa actual.....	12
10. REFERENCIAS.	12
11. LISTA DE FIGURAS.	13

X₂

V

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores ¹

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X,

1. ANTECEDENTES

ALMACENES NACIONALES DE DEPOSITO, S.A., solicitó a BALLESTEROS, S. A., el estudio de Mecánica de Suelos y revisión del tipo de cimentación empleado en su bodega granelera, (Fig. 1), ubicada en la colonia industrial de Villa Hermosa Tabasco. Para lo -- cual proporcionó los planos estructurales correspondientes.

2. TRABAJOS DE CAMPO

Se efectuaron cuatro sondeos mixtos M-1, M-2, M-3 y M-4, y se aprovechó la excavación de la báscula camionera para obtener dos muestras labradas en el lugar. La localización en planta se indica en la Fig. 1, los sondeos mixtos se llevaron a profundidades de 15, 15, 21.60, y 15 metros respectivamente, de ellos se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas. El muestreo inalterado se efectuó mediante tubos de pared delgada tipo "Shelby". Las muestras alteradas se obtuvieron mediante el método de penetración estándar (Ref 10.1, Pág. 295-314). Todas las muestras obtenidas se trasladaron al laboratorio, para realizar las pruebas necesarias. La prueba de penetración estándar se muestra en las figuras 2, 3, 4 y 5 en golpes por 30 cm.

3. PRUEBAS DE LABORATORIO

X,
V A todas las muestras se les efectuaron pruebas de clasificación al tacto, en estado húmedo y seco, y de contenido natu -

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

2

X,

ral de agua w . También en muestras representativas de cada estrato se efectuaron pruebas complementarias de clasificación, límite líquido w_L y límite plástico w_p con el objeto de reclasificar el suelo de acuerdo al sistema unificado de clasificación (SUCS), (Ref. 10.1, pág. 31-45). Los resultados se muestran en las figuras 2, 3, 4 y 5.

En las muestras inalteradas se efectuaron pruebas de compresión simple y triaxial, figuras 8, 9, 10, 11 y 12, con el objeto de conocer la resistencia al esfuerzo cortante de los estratos representativos del subsuelo. Gravedad específica de los sólidos para estimar el peso propio del subsuelo p_0 y su relación de vacíos e . Consolidación, para determinar el índice de compresión C_c y el esfuerzo de preconsolidación p_0 ; esta prueba se utilizó para estimar asentamientos a largo plazo. Los resultados de la prueba de consolidación se muestran en la fig. 6. También se efectuaron en la turba pruebas de contenido de materia orgánica encontrándose un valor medio de 50%. En las arenas limosas se hicieron análisis granulométricos para ayudar a clasificarlas, los resultados se muestran en fig. 13, 14, 15 y 16.

4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES (Fig. 7)

Del nivel actual del terreno hasta una profundidad del orden de 4.00 m se encontró una arcilla de consistencia suave y de mediana a alta plasticidad. De 4.00 a 5.00 m se encontraron

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

3

X₁

lentes de arcilla limosa y limo arenoso. De 5.00 a 14.00 m se encontró arena limosa poco compacta, con una resistencia a la penetración estándar menor de 4 golpes por 30 cm., con un peso específico de los sólidos del orden de 2.6 gr/cm³. De 14.00 a 18.50 m se encontró un estrato de turba (arcilla orgánica) con contenidos de humedad del orden de 200%. De 18.50 a 21.60 m se encontraron arcillas, y arcillas limosas de baja plasticidad, de consistencia suave, de baja sensibilidad. Las arcillas en general son suaves y de origen glacial. Los niveles de aguas freáticas en los sondeos M1, M2, M3 y M4, se localizaron a profundidades de 1.20, 1.00, 1.00 y 0.90 metros respectivamente.

5. CAPACIDAD DE CARGA DEL SUBSUELO

La carga de falla del subsuelo para zapatas corridas viene dada por (Ref 1 Pág. 219-225)

$$q'_d = \frac{2}{3} CN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \quad (5.1)$$

donde:

q'_d = Carga de falla por cortante local en ton/m²

C = Cohesión del subsuelo en ton/m²

D_f = Profundidad de desplante de cimentación en m

B = Ancho de la cimentación en metros

γ = Peso volumétrico del subsuelo en ton/m³

N'_c , N'_q y N'_γ son factores de capacidad de carga.

X₂

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores 4

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X,

De las pruebas de laboratorio se obtiene:

$$c \doteq \frac{q_u}{2} = \frac{3.0}{2} = 1.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = \frac{e_0 w + \gamma_s}{1 + e_0} = \frac{0.917 \times 1 + 2.6}{1 + 0.917} = 1.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \text{ (Arcilla suave glacial)}$$

$D_f = 2.00 \text{ m}$ (mínima, según planos proporcionados por (5.2) ANDSA).

$B = 2.00 \text{ m}$ (Ancho promedio de cimentación).

Para $\phi = 0$ se obtiene $N'_c = 5.14$, $N'_q = 1$, y $N'_\gamma = 0$ (Ref 10.1 Pág. 222)

Substituyendo (5.2) en (5.1) se obtiene

$$q'_d = \frac{2}{3}(1.5)(5.14) + 1.83(2.00)(1) = 8.80 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (5.3)$$

La carga de trabajo para un factor de 3 será

$$q_w = \frac{q'_d}{3} = \frac{8.80}{3} = 2.93 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (5.4)$$

5.1 Presión actual en el terreno

La carga por metro de cimentación corrida es del orden de 8.00 ton/m, por lo que el esfuerzo neto sobre el terreno es:

$$\frac{8.00}{2.00 \times 1} - 1.83 \times 2.00 = 0.34 \text{ ton/m}^2 \quad (5.5)$$

Por lo tanto nuestro factor de seguridad es aceptable. El grno con 6 m de carga daría un máximo de

$$\gamma h = 0.80 \times 6 = 4.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (5.6)$$

X,

V

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores 5

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X₁

Valor no muy aceptable, pues su factor de carga es 1.83

7. ANALISIS DE LA CIMENTACION EN BASCULA

7.1 *Peso propio de la báscula reduciendo el espesor de los muros de 40 cm a 20 cm. (Fig. 19).*

Peso losa de fondo:

$$(0.20\text{m})(2.4 \text{ ton/m}^3)(3.45\text{m}) = 1.66 \text{ ton/m}$$

Peso muros laterales:

$$(0.2)(1.00)(1.8)(2.4)(2) = \frac{1.73 \text{ "}}{\text{s u m a } 3.38 \text{ ton/m}}$$

Superficie de contacto:

$$1 \times 3.45 \text{ m} = 3.45 \text{ m}^2/\text{m}$$

Esfuerzo de losa de fondo y muros:

$$\frac{3.38}{3.45} = 0.98 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (7.1.1)$$

Esfuerzo debido a losa de báscula:

$$0.10 \times 2.4 = 0.24 \quad (7.1.2)$$

Peso total mesa y carga viva:

$$50 \text{ ton}$$

en área de contacto:

$$15.45 \times 3.45 = 53.3 \text{ m}^2$$

X₁ Esfuerzo de mesa y carga viva:

$$\frac{50}{53.3} = 0.94 \quad (7.1.3)$$

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

6

X,

Sumando 7.1.1, 2 y 3 se obtiene el incremento de esfuerzo en desplante de báscula igual a

$$p = 2.16 \text{ ton/m}^2 \quad (7.1.4)$$

El esfuerzo neto será

$$p - \gamma D_f = 2.16 - 1.83 \times 1.2 = -0.04 \text{ ton/m}^2 \quad (7.1.5)$$

valor aceptable, la cimentación queda prácticamente compensada.

7.2 Empuje activo sobre muros de báscula.

Suponiendo una sobre carga de 2 ton/m^2 como se indica en Fig. 17, y un peso volumétrico del relleno de $\gamma = 1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$ el empuje activo viene dado por (Ref. 10.1 pág. 195-198)

$$p_z = \gamma_z \frac{1}{N_\phi} - 2C \frac{1}{\sqrt{N_\phi}} + \frac{q}{N_\phi} \quad (7.2.1)$$

donde, para $\phi = 30^\circ$ (rellenando con un filtro de arena y grava, la cohesión $C = 0$), se tiene

$$N_\phi = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = \tan^2(45^\circ + \frac{30^\circ}{2}) = 3.00$$

Substituyendo N_ϕ en (7.2.1) se obtiene

$$p_z = (1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}) \times \frac{1}{3} \times z + \frac{2 \text{ ton/m}^2}{3}, \text{ o sea}$$

$$p_z = 0.5 z + 0.67, \quad (7.2.2)$$

en donde para $z = 0$, la presión activa es

$$p_z = 0 = 0.67 \text{ ton/m}^2$$

Y en $z = 1.8 \text{ m}$, es

$$p_z = 1.8\text{m} = 0.5 \times 1.8 + 0.67 = 1.57 \text{ ton/m}^2. \quad (7.2.3)$$

La variación de empujes activos y la reacción sobre losa de fondo se indica en Fig. 17.

7.3 Momento debido al empuje activo en A

$$M_A = 0.67 \times 1.8 \times \frac{1.8}{2} + (1.57 - 0.67) \times 1.8 \times \frac{1}{2} \times \frac{1.8}{3}$$

$$M_A = 1.57 \frac{\text{ton-m}}{\text{m}} \quad (7.3.1)$$

7.4 Momentos en centro del claro de losa de fondo

$$M_E = \frac{1}{8} (2.16 - 0.2 \times 2.4) \times 3.25^2 - 1.51$$

$$M_E = 0.7 \frac{\text{ton-m}}{\text{m}} \quad (7.4.1)$$

7.5 Refuerzo para losa de fondo en E

$$A_S = \frac{M_E}{f_s j d} = \frac{10 \frac{\text{ton-m}}{\text{m}}}{2 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} \times .85 \times 15 \text{ cm}} = 2.75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (7.5.1)$$

(varillas 3/8" de $f_y = 4 \text{ ton/cm}^2$ a cada 20 cm en ambas direcciones)

Su armado se indica en Fig. 17.

7.6 Refuerzo para empuje lateral

$$A_S = \frac{M_A}{f_s j d} = \frac{157 \frac{\text{ton-cm}}{\text{m}}}{2 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} \times .85 \times 15} = 6.16 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (7.6.1)$$

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

8

X,

(varillas de 1/2" de $f_y = 4 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$ a cada 20 cm) Los detalles básicos se indican en la Fig. 17

8. ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION

En la prueba de consolidación mostrada en la Fig. 6 se obtuvo un esfuerzo de preconsolidación de un orden de magnitud de $p'_0 = 20 \text{ ton/m}^2$. Lo cual nos indica que báscula y zapatas corridas en cimentaciones superficiales *no presentarán asentamientos por consolidación*. Por lo tanto, para el cálculo de asentamientos a largo plazo solo se analizará *la condición de bodega cargada indefinidamente, lo cual no sucede en la realidad, puesto que existen intervalos de tiempo con bodega descargada*.

En la Fig. 18 se muestran la variación con la profundidad del peso propio del terreno p_0 , la presión de preconsolidación p'_0 , y la de los incrementos de presión $\Delta\sigma_z$, debidos a una sobre carga $q = 5.5 \text{ ton/m}^2$, bajo los puntos a, b, c y d, y en la Fig. 19 se muestran los coeficientes de influencia para el cálculo de esfuerzos, según dimensiones del área cargada, así como la variación de estos en función de la profundidad z .

El asentamiento por consolidación para estratos normalmente cargados viene dado por (Ref. 10.1 pp. 72).

$$S = H \frac{C_c}{1+e_0} \text{Log}_{10} \frac{p_0 + \Delta\sigma_z}{p_0} \quad (8.1)$$

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X,

donde:

S = Asentamiento del estrato

H = Espesor del estrato

C_C = Índice de compresión

C_0 = relación inicial de vacíos

P_0 = presión de peso propio del suelo

$\Delta\sigma_z$ = incremento de presión debida al incremento de carga en cimentación.

8.1 Asentamientos bajo el punto a (Fig. 18)

De las figuras 18 y 19 y de la fórmula 8.1 se obtiene lo siguiente para el punto a:

$$\Delta S_{1a} = 4.70 \frac{0.23}{1+0.63} \log_{10} \frac{23.2+4.6}{23.2} = 0.052 \text{ m}$$

$$\Delta S_{2a} = 4.2 \frac{2.16}{1+4.5} \log_{10} \frac{29.4}{29} = 0.093 \text{ m}$$

$$\Delta S_{3a} = 3.0 \frac{0.27}{1+0.75} \log_{10} \frac{35.4+3.5}{35.4} = \frac{0.019 \text{ m}}{0.164 \text{ m}} \quad (8.1.1)$$

8.2 Asentamientos bajo el punto b.

Similarmente se obtiene para el punto b, lo siguiente:

$$\Delta S_{1b} = 4.0 \frac{0.23}{1+0.63} \log_{10} \frac{23.2+2.6}{23.2} = 0.028 \text{ m}$$

$$\Delta S_{2b} = 4.2 \frac{2.16}{1+4.5} \log_{10} \frac{29.4+2.6}{29} = 0.062 \text{ m}$$

X,

V

$$\Delta S_{3b} = 3.0 \frac{0.27}{1+0.75} \text{Log}_{10} \frac{35.4+2.2}{35.4} = \frac{0.012 \text{ m}}{\Delta S_b = \underline{\underline{0.102 \text{ m}}}}$$

8.3 Asentamientos bajo el punto d

Se consideran similares al punto b por ser $\Delta \sigma_z$ del mismo orden. (Fig. 18).

8.4 Asentamientos bajo el punto c

Similarmente se obtiene:

$$\Delta S_{1c} = 3.7 \frac{0.23}{1+0.63} \text{Log}_{10} \frac{23.2+1.4}{23.2} = 0.013$$

$$\Delta S_{2c} = 4.2 \frac{2.16}{1+4.5} \text{Log}_{10} \frac{29.0+1.3}{29.0} = 0.031$$

$$\Delta S_{3c} = 3.0 \frac{0.27}{1+0.75} \text{Log}_{10} \frac{35.4+1.0}{35.4} = \frac{0.006}{\Delta S_c = \underline{\underline{0.050 \text{ m}}}}$$

8.5 Curvas de igual asentamiento en bodega granelera.

Si el piso de la Bodega no estuviese conectado a las trabes perimetrales de liga, los asentamientos a largo plazo tienden a ser a los indicados en la Fig. 21.

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 Según los planos proporcionados por ANDSA la profundidad de desplante D_f de los contrafuertes de la bodega granelera

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

11

X₁

es de 2.00 m.

9.2 El esfuerzo de falla en el terreno a $D_f = 2.00$ m es de 8.8 ton/m^2 , y el de trabajo para un factor de seguridad de 3 es de 2.93 ton/m^2 . El esfuerzo neto en contrafuertes de bodega es de 0.34 ton/m^2 , y en báscula de -0.04 ton/m^2 , valores aceptables.

9.3 El esfuerzo dentro de la bodega granelera cargando a 6.00m incluyendo losa de piso y relleno es de 5.5 ton/m^2 , su factor de seguridad respecto a falla es del orden de $\frac{8.8}{5.5} = 1.6$, valor relativamente bajo, no aceptable.

9.4 Los asentamientos a largo plazo si la bodega estuviese permanentemente cargada, y suponiendo que el terreno compresible termina a 21.6 m. de profundidad son: el máximo, de 16.4 cm, y el mínimo, de 5 cm. Lo cual puede originar ligeros agrietamientos a largo plazo en la zona de unión del piso con la trabe de liga de la cimentación corrida, y en muros perimetrales.

9.5 Los estratos muestran un esfuerzo de preconsolidación del orden de 20 ton/m^2 , por lo que se considera el subsuelo preconsolidado hasta 10.7 m de profundidad, y bajo 10.7 m., normalmente cargado. (Fig. 18).

X₂

V

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

12 X,

9.6 Todas las cimentaciones por superficie en las que el peso propio del terreno y el incremento neto de esfuerzo no sobrepase el valor de 20 ton/m^2 , como es el caso de cimentación de muros de bodega y báscula, no tendrán problemas de asentamientos por consolidación.

9.7 La bodega se usa actualmente con sacos, si se tensan adecuadamente sus tirantes superiores, se puede almacenar en ella a granel.

BALLESTEROS, S.A.
Ingenieros Constructores.

10. REFERENCIAS

- 10.1 Terzaghi, Karl y Peck, Ralph B., "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley & Sons, Inc. 2a. edición, 1967.
- 10.2 Meyerhof, G. G., "Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils", J. Soil Mechanics, ASCE, 82 SM 1, Paper 866, 1956, pp. 1-19.
- 10.3 Schmertman, John H., "The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay", Transactions, ASCE, Vol. 120, 1955, pp. 1201-1233.
- 10.4 Boussinesq, J., "Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques", Paris, Gauthier-Villars, 1885.
- 10.5 Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley.

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

13

X,

11. LISTA DE FIGURAS.

- Fig. 1 Croquis de localización de sondeos
- Fig. 2 Columna estratigráfica sondeo M-1
- Fig. 3 Columna estratigráfica sondeo M-2
- Fig. 4 Columna estratigráfica sondeo M-3
- Fig. 5 Columna estratigráfica sondeo M-4
- Fig. 6 Prueba de consolidación a 1.60 m en M-3
- Fig. 7 Perfil estratigráfico
- Fig. 8 Prueba triaxial consolidada en M-2, muestra 6.6 a 7.2m de profundidad
- Fig. 9 Curvas esfuerzo deformación en M-1
- Fig. 10 Curvas esfuerzo deformación en M-2
- Fig. 11 Curvas esfuerzo deformación en M-3
- Fig. 12 Curvas esfuerzo deformación en M-4
- Fig. 13 Análisis granulométrico en M-1
- Fig. 14 Análisis granulométrico en M-2
- Fig. 15 Análisis granulométrico en M-3

X,

BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

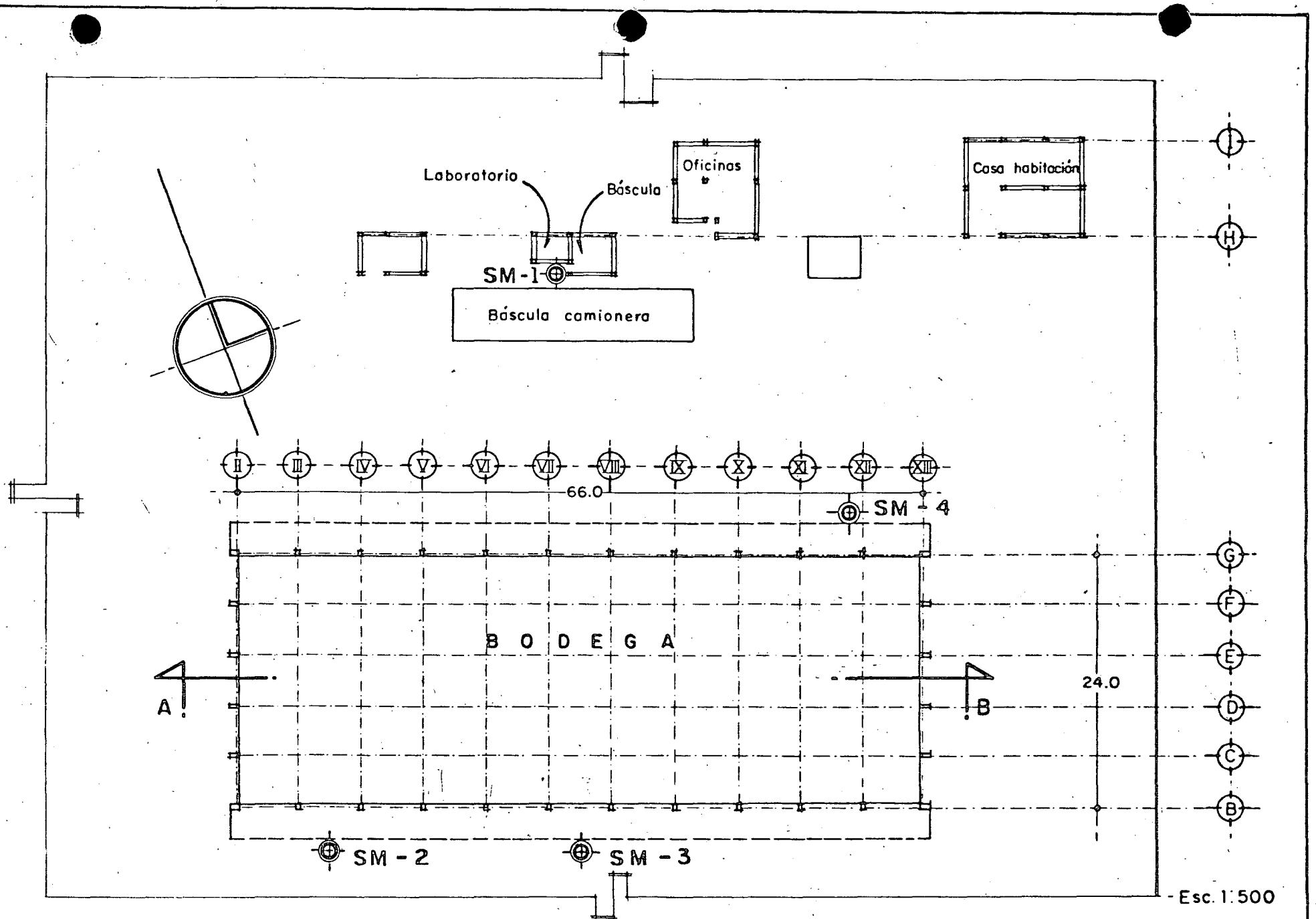
TEL. 539-88-12

14

X₁

- Fig. 16 Análisis granulométrico en M-4
- Fig. 17 Empuje y reacciones del terreno sobre báscula camio-
nera, refuerzo y dimensionamiento recomendado.
- Fig. 18 Esfuerzos verticales debidos a peso propio y sobre
carga aplicada
- Fig. 19 Cálculo de esfuerzos verticales
- Fig. 20 Condicion analizada en el cálculo de esfuerzos verti-
cales
- Fig. 21 Curvas de igual asentamiento en piso de Bodega.

X₂



CROQUIS DE LOCALIZACION DE SONDEOS

FIGURA N° 1

BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevado 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

LOCALIZACION : COLONIA INDUSTRIAL
 VILLA HERMOSA, TABASCO
 TIPO DE SONDEO : MIXTO M 1
 NIVEL DE AGUAS FREATICAS : - 1.20 M
 ELEVACION : 0.00
 FECHA : AGOSTO 30 DE 1976

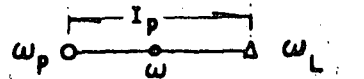
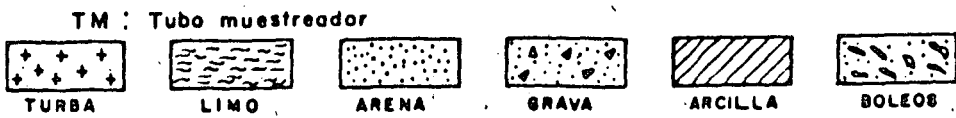
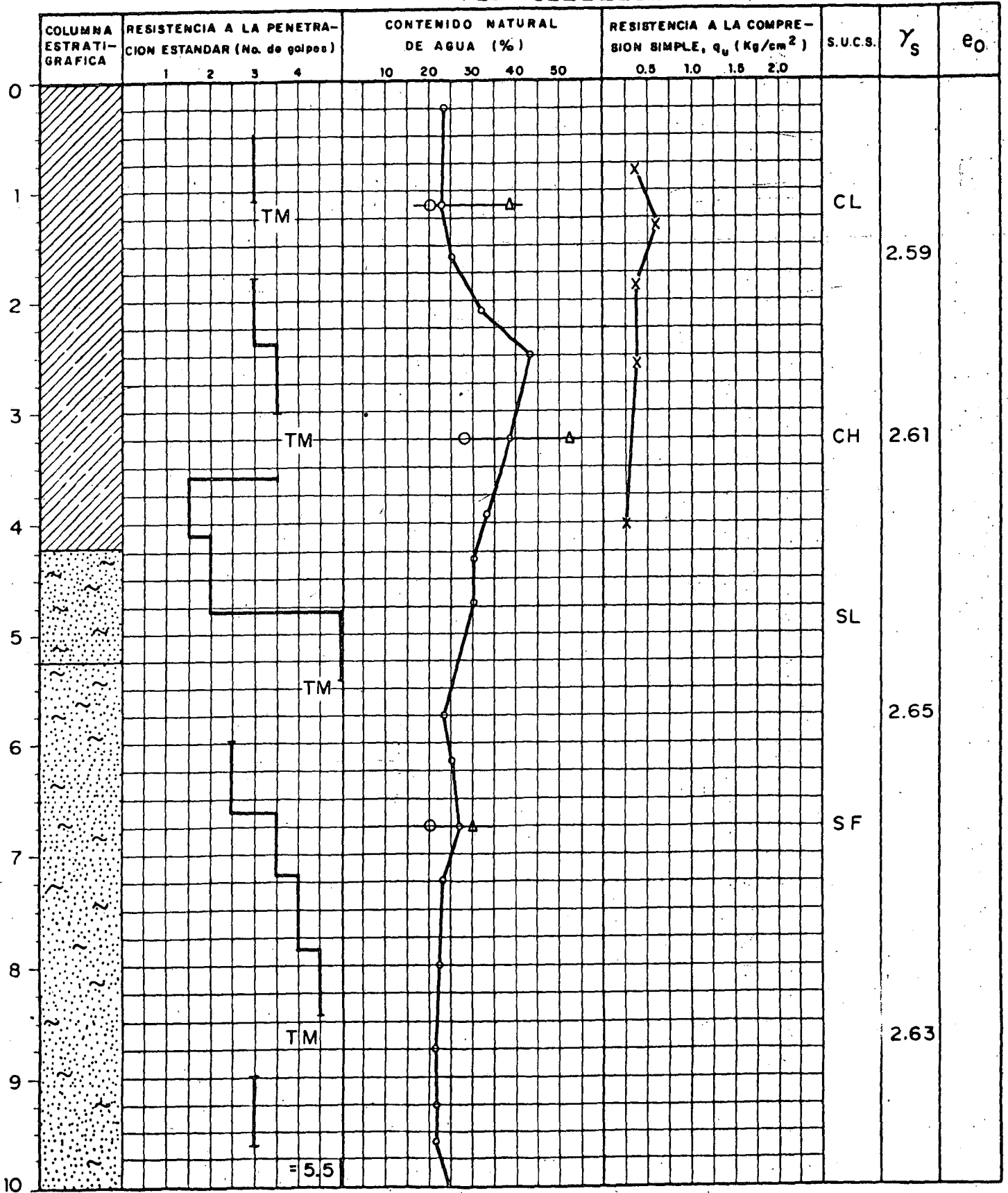


FIGURA No 2

BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevado 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

LOCALIZACION : COLONIA INDUSTRIAL

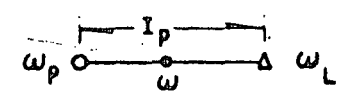
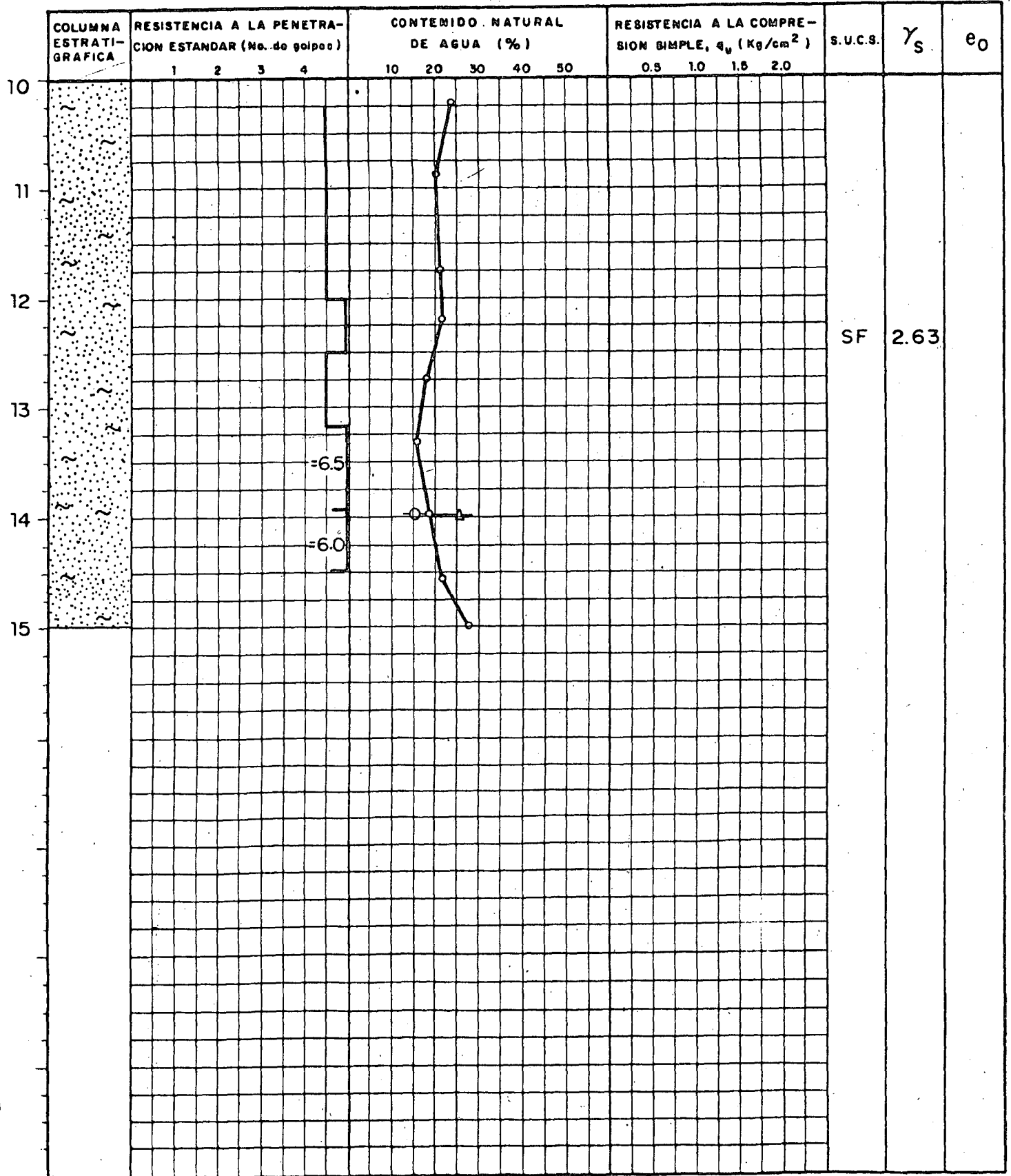
VILLA HERMOSA TABASCO

TIPO DE SONDEO : MIXTO M 1

NIVEL DE AGUAS FREATICAS : - 1.20 M

ELEVACION : 0.00

FECHA : AGOSTO 30 DE 1976

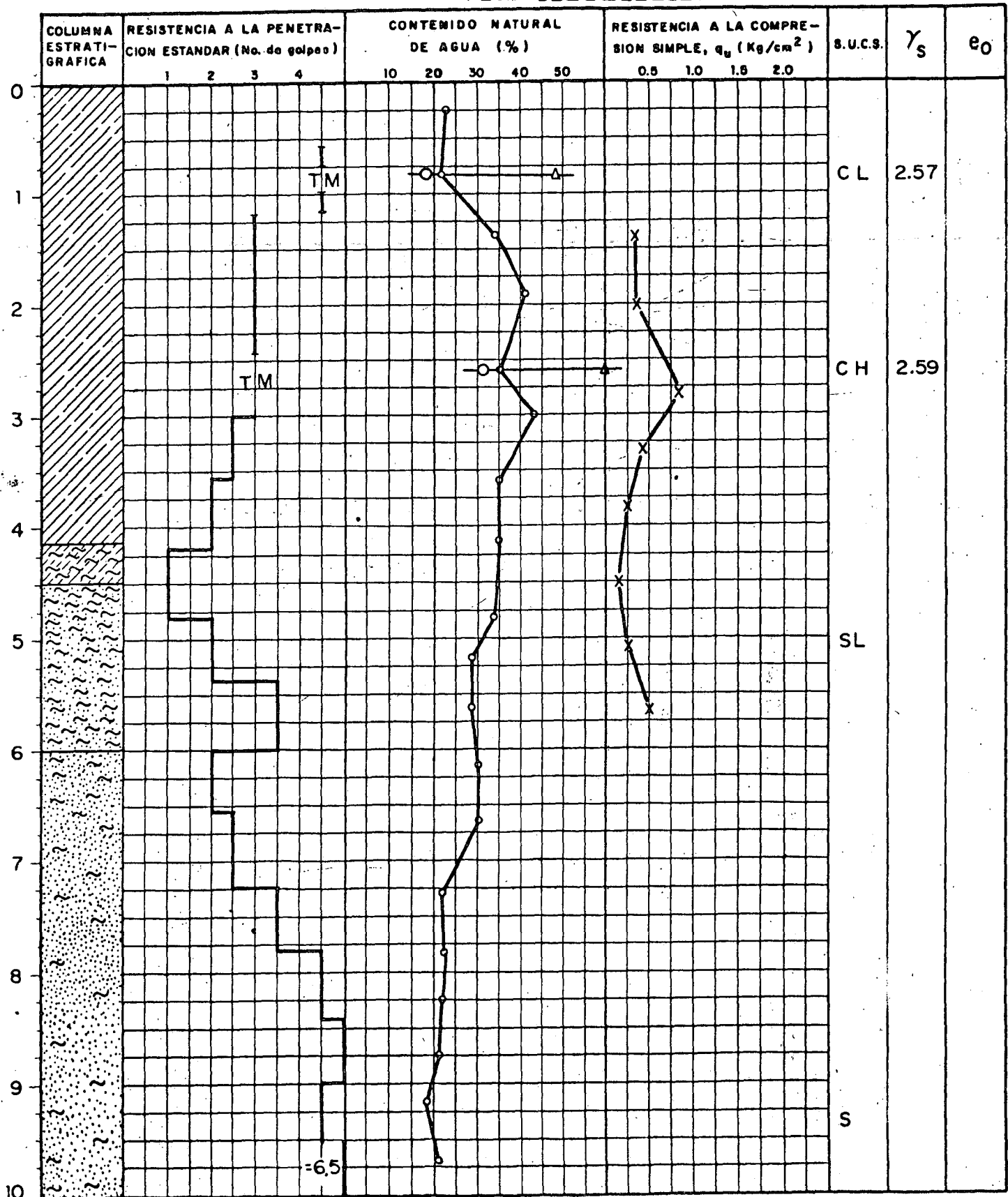


BALLESTEROS, S.A.


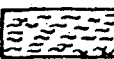



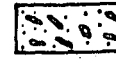
INGENIEROS CONSULTORES.

Nevado 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

LOCALIZACION : COLONIA INDUSTRIAL
 VILLA HERMOSA, TABASCO
 TIPO DE SONDEO : MIXTO M 2
 NIVEL DE AGUAS FREATICAS : -1.00 m
 ELEVACION : 0.00
 FECHA : AGOSTO 30 DE 1976



TM : Tubo muestreador

- 
 TURBA
- 
 LIMO
- 
 ARENA
- 
 GRAVA
- 
 ARCILLA
- 
 BOLEOS

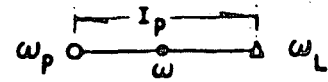


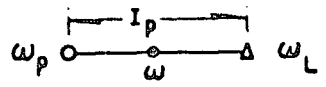
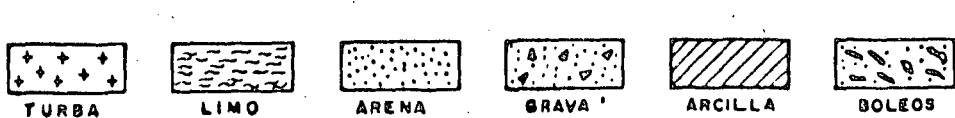
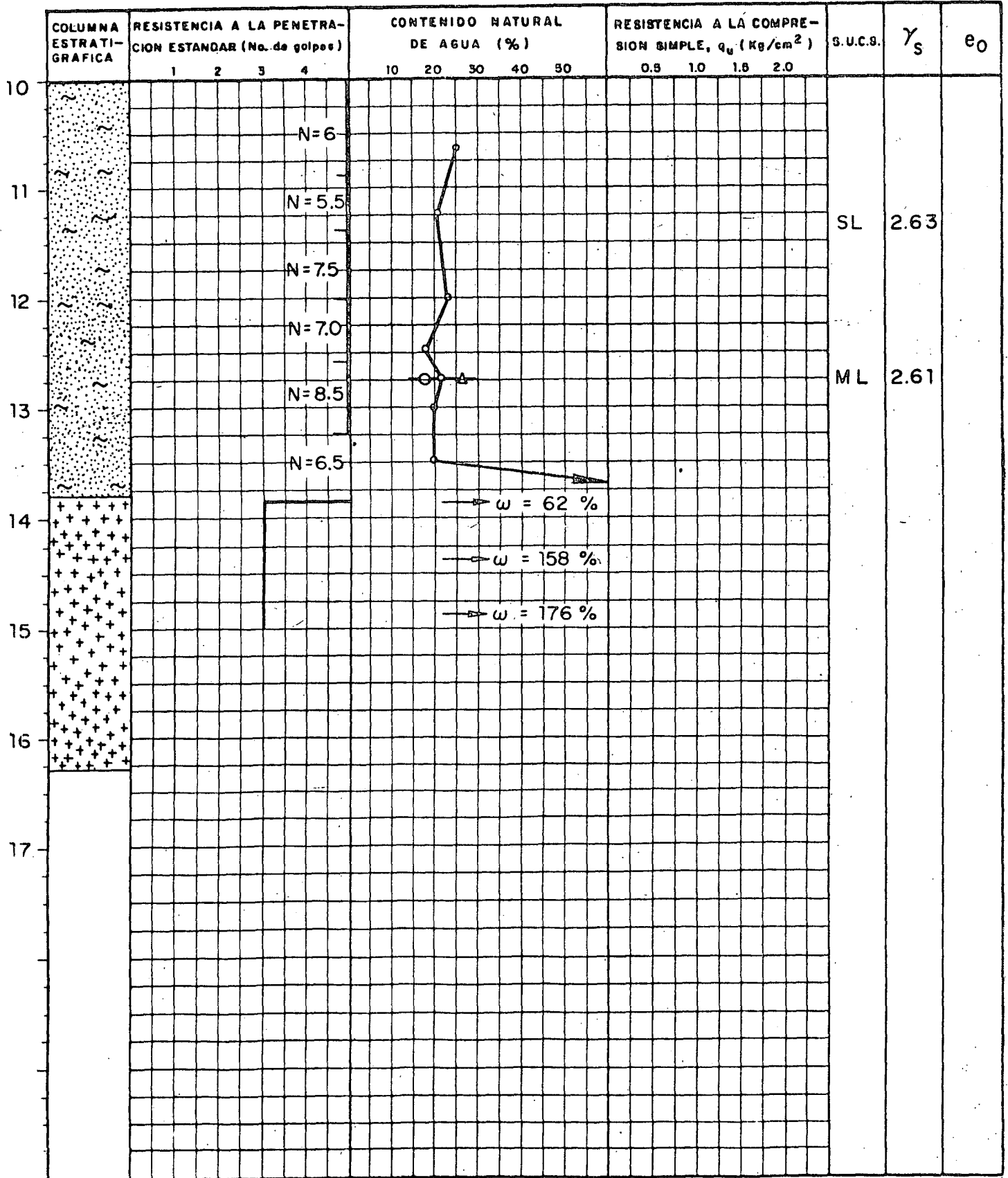
FIGURA No. 2

BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevado 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

LOCALIZACION : COLONIA INDUSTRIAL
 VILLAHERMOSA, TABASCO
 TIPO DE SONDEO : MIXTO M 2
 NIVEL DE AGUAS FREATICAS : -1.00 m
 ELEVACION : 0.00
 FECHA : AGOSTO 30 DE 1976



BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Av. Evado 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

LOCALIZACION

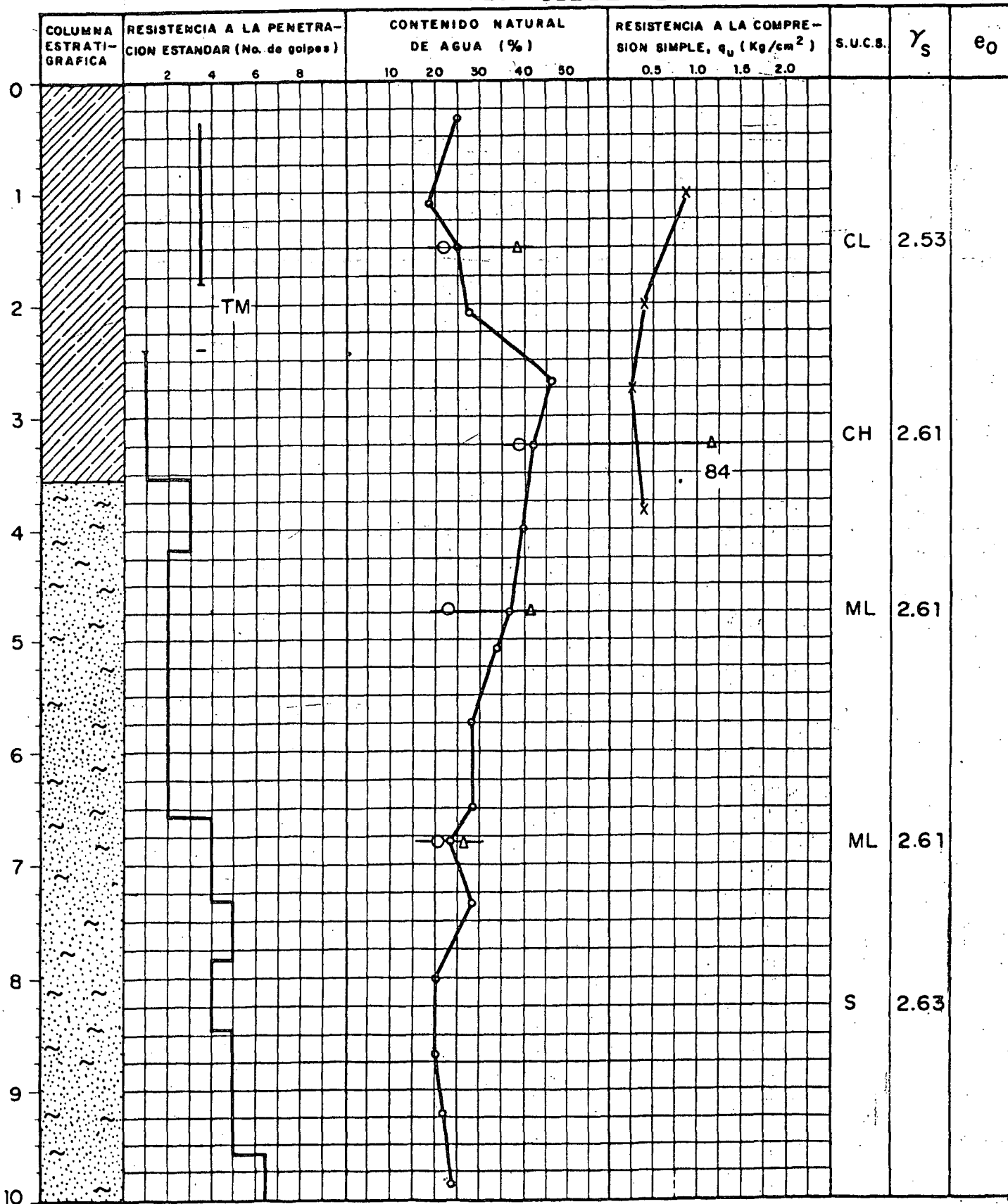
VILLA HERMOSA, TABASCO

TIPO DE SONDEO: MIXTO M 3

NIVEL DE AGUAS FREATICAS: -1.00 m

ELEVACION: 0.00

FECHA: AGOSTO 30 DE 1976



TM: Tubo muestreador

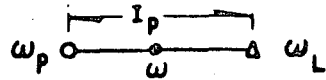
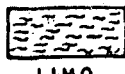


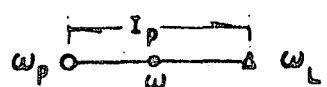
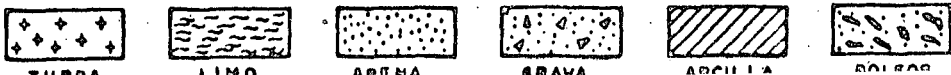
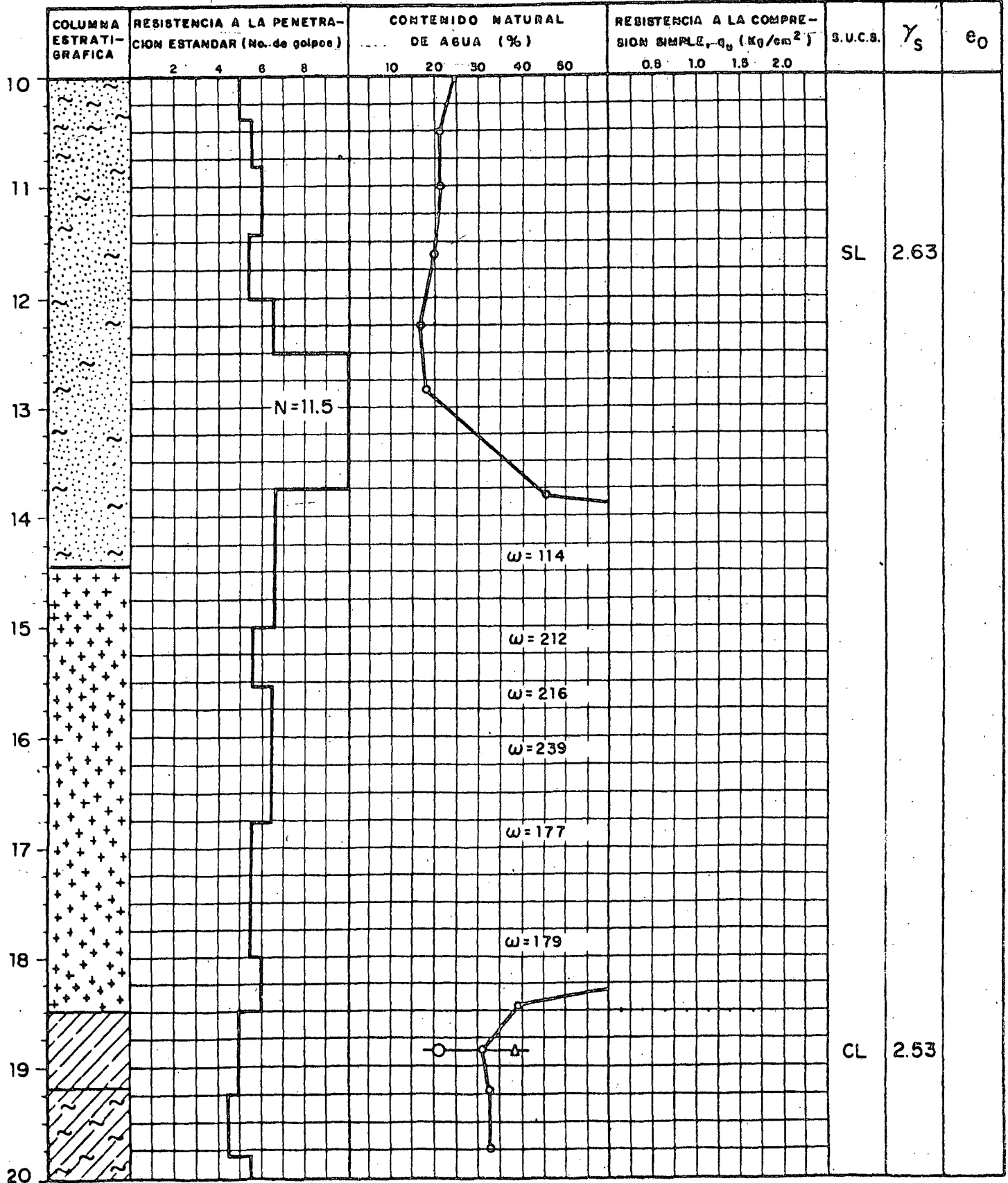
FIGURA No. 4

BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevalo 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

OBRA: _____
 LOCALIZACION: COLONIA INDUSTRIAL
 VILLA HERMOSA, TABASCO
 TIPO DE SONDEO: MIXTO M 3
 NIVEL DE AGUAS FREATICAS: -1.00 m
 ELEVACION: 0.00
 FECHA: AGOSTO 30 DE 1976



BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevado 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

LOCALIZACION : COLONIA INDUSTRIAL

VILLAHERMOSA, TABASCO

TIPO DE SONDEO : MIXTO M 3

NIVEL DE AGUAS FREATICAS : -1.00 m

ELEVACION : 0.00

FECHA : AGOSTO 30 DE 1976

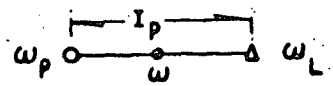
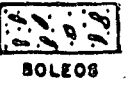
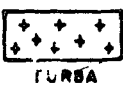
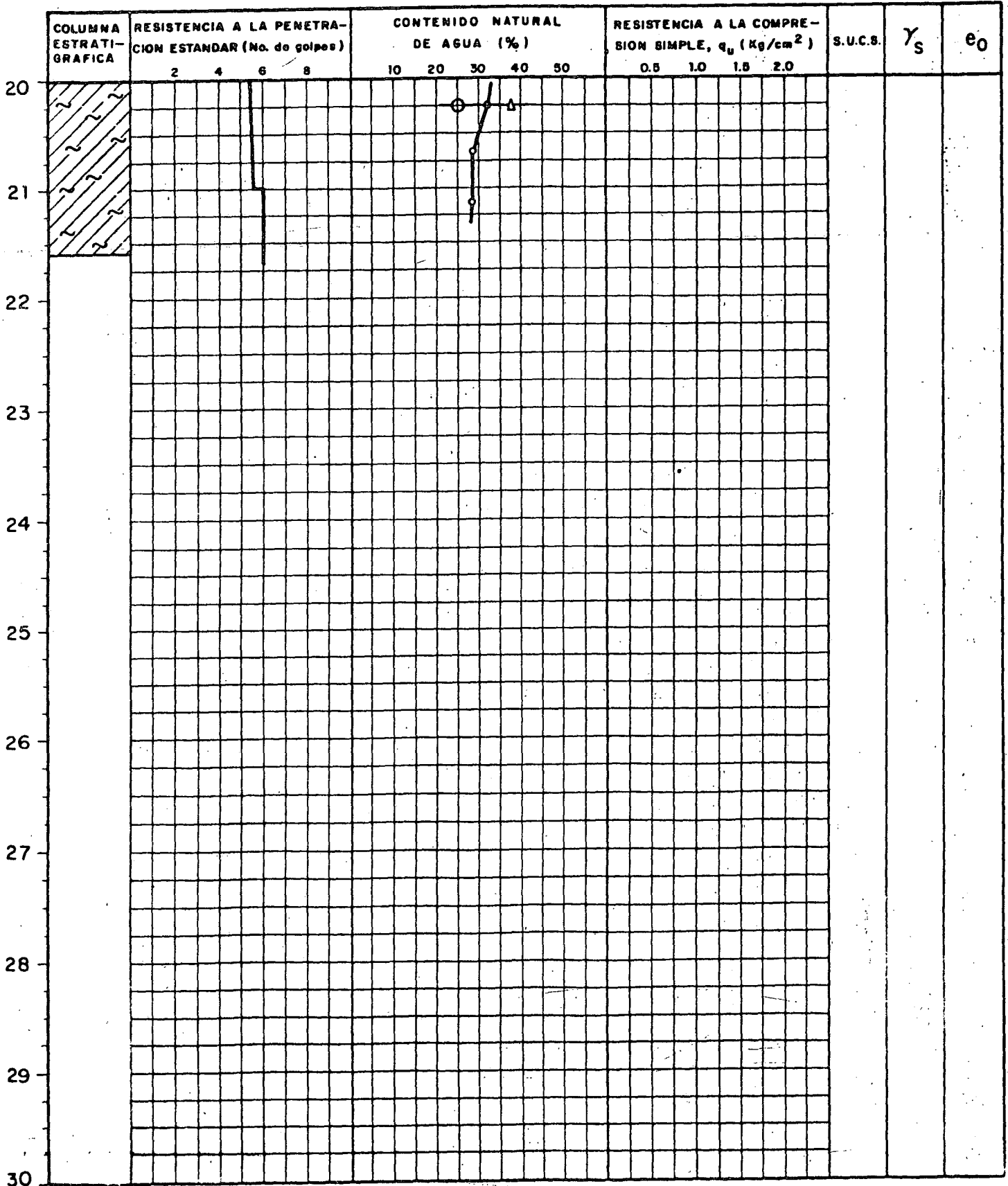


FIGURA No. 4

BALLESTEROS, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES

Nevado 125-102 México 13, D.F. Tel. 5 39 88 12

LOCALIZACION: COLONIA INDUSTRIAL

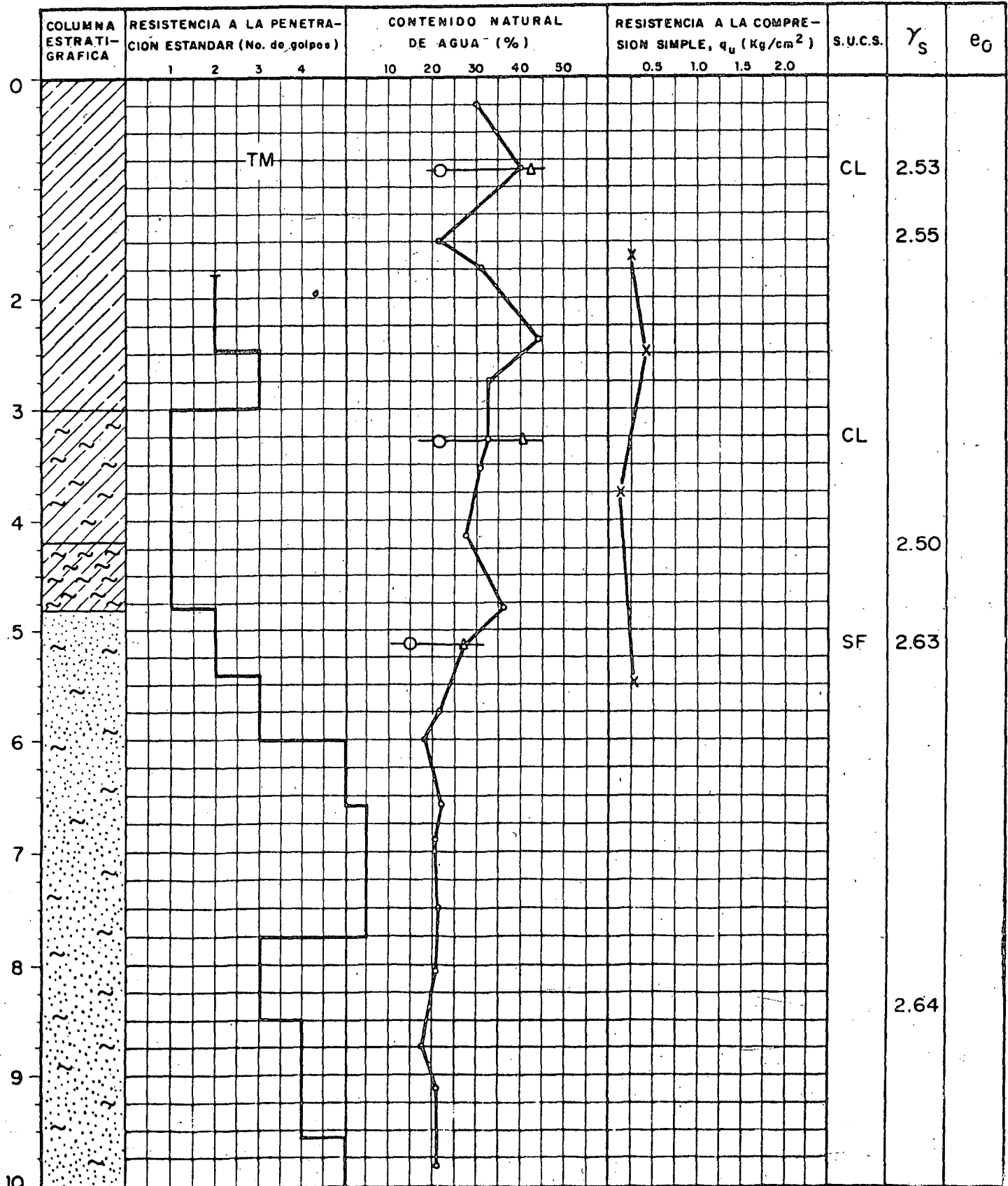
VILLAHERMOSA, TABASCO

TIPO DE SONDEO: MIXTO M 4

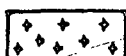
NIVEL DE AGUAS FREATICAS: -0.90 m

ELEVACION: 0.00

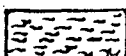
FECHA: AGOSTO 30 DE 1976



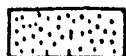
TM: Tubo muestreador



TURBA



LIMO



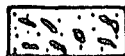
ARENA



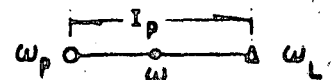
GRAVA



ARCILLA



BOLEOS



BALLESTEROS, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES.

Nevado 125-102 México 13, D.F. Tel. 5-39 88 12

LOCALIZACION : COLONIA INDUSTRIAL
VILLAHERMOSA, TABASCO

TIPO DE SONDEO : MIXTO M 4

NIVEL DE AGUAS FREATICAS : -0.90 m

ELEVACION : 0.00

FECHA : AGOSTO 30 DE 1976

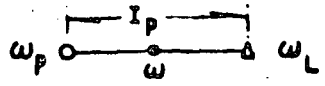
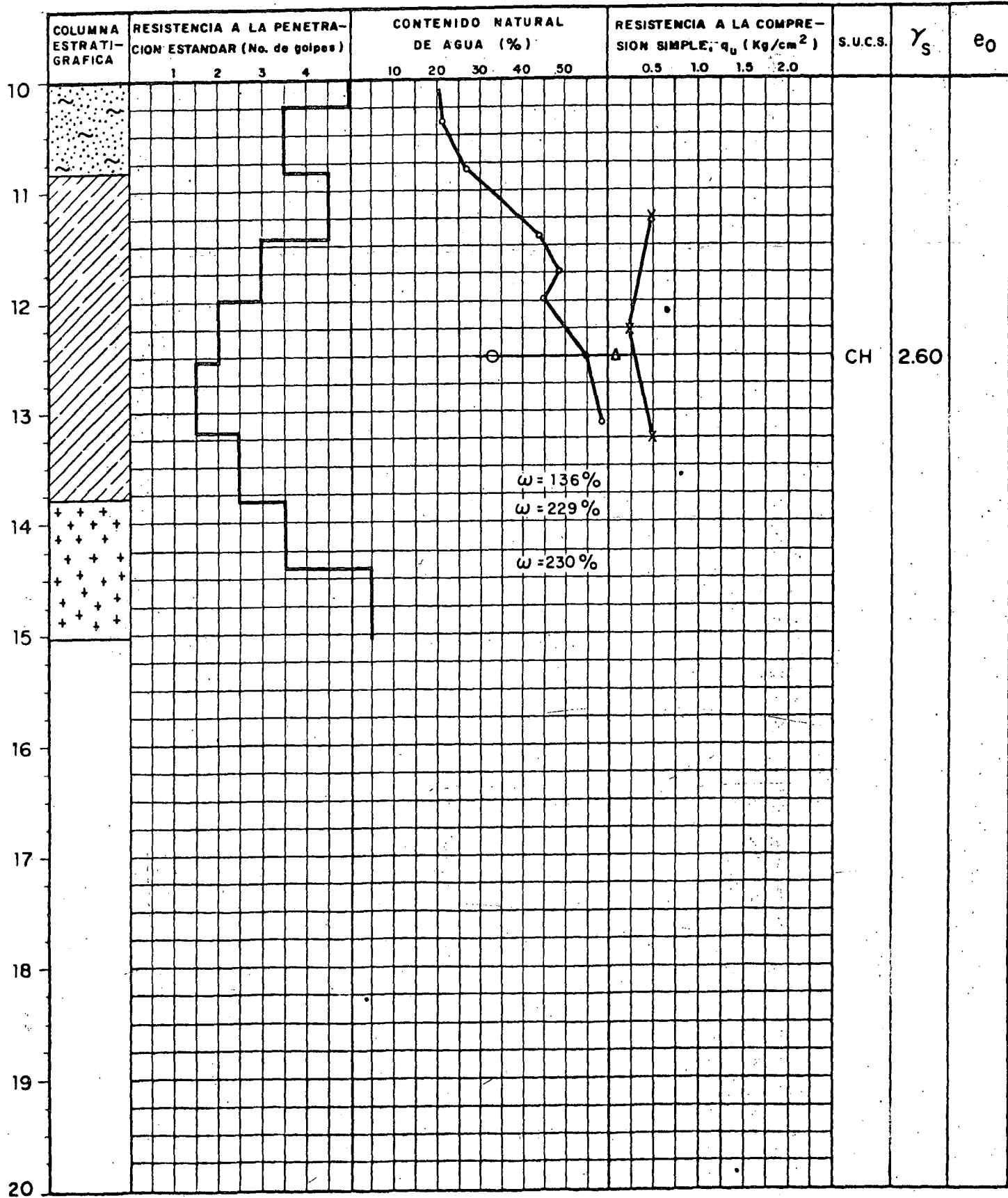


FIGURA No. 5

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra ANDSA Sondeo M - 3 Localización VILLAHERMOSA, TABASCO

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	ω_0 (%)	e	Sr (%)	p_0 (kg/cm ²)
M-3	2	1.40 - 1.60 m		0.917	93.9	

p_0 = Esfuerzo de preconsolidación

C_c = Índice de compresibilidad = 0.34

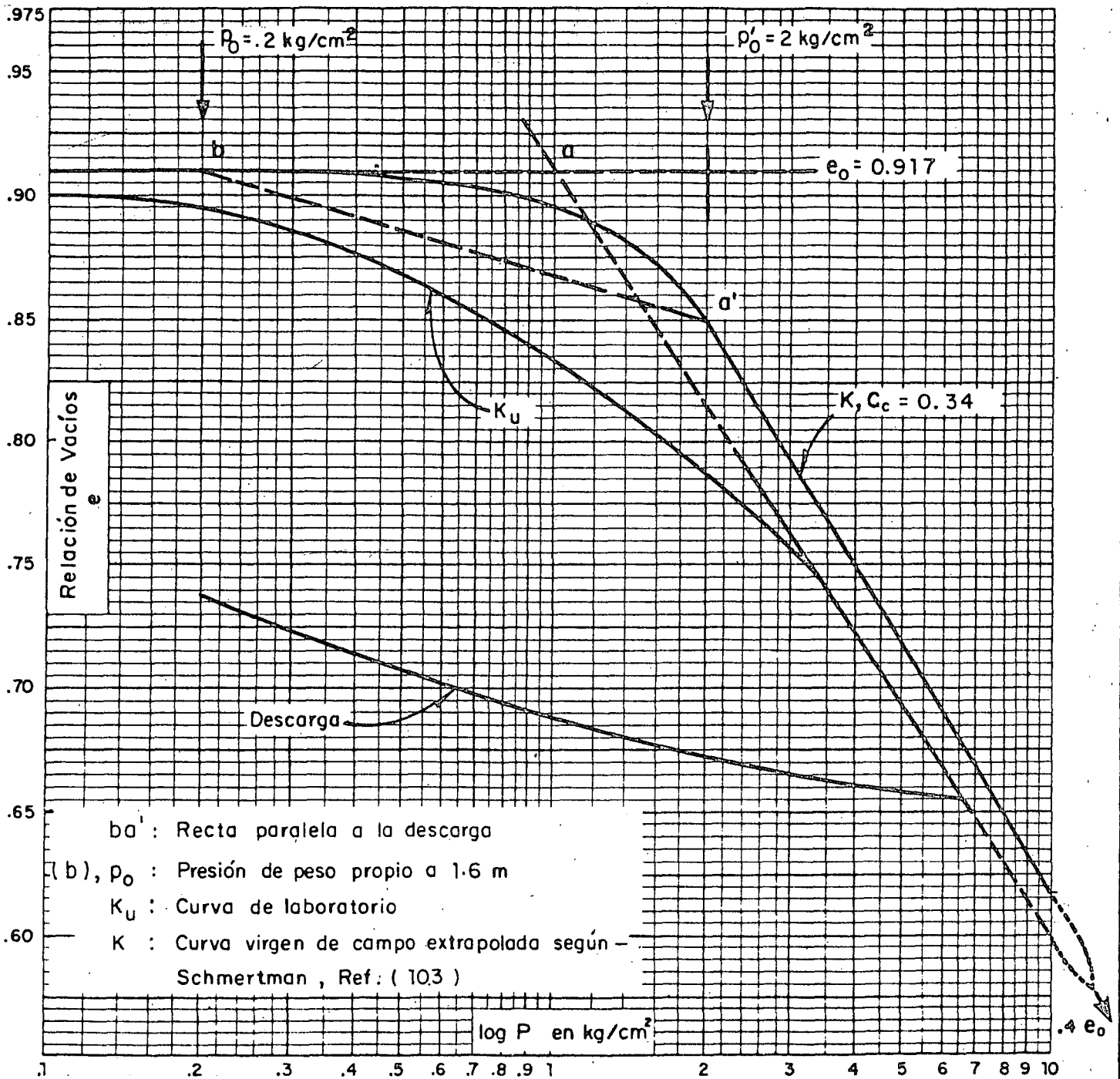
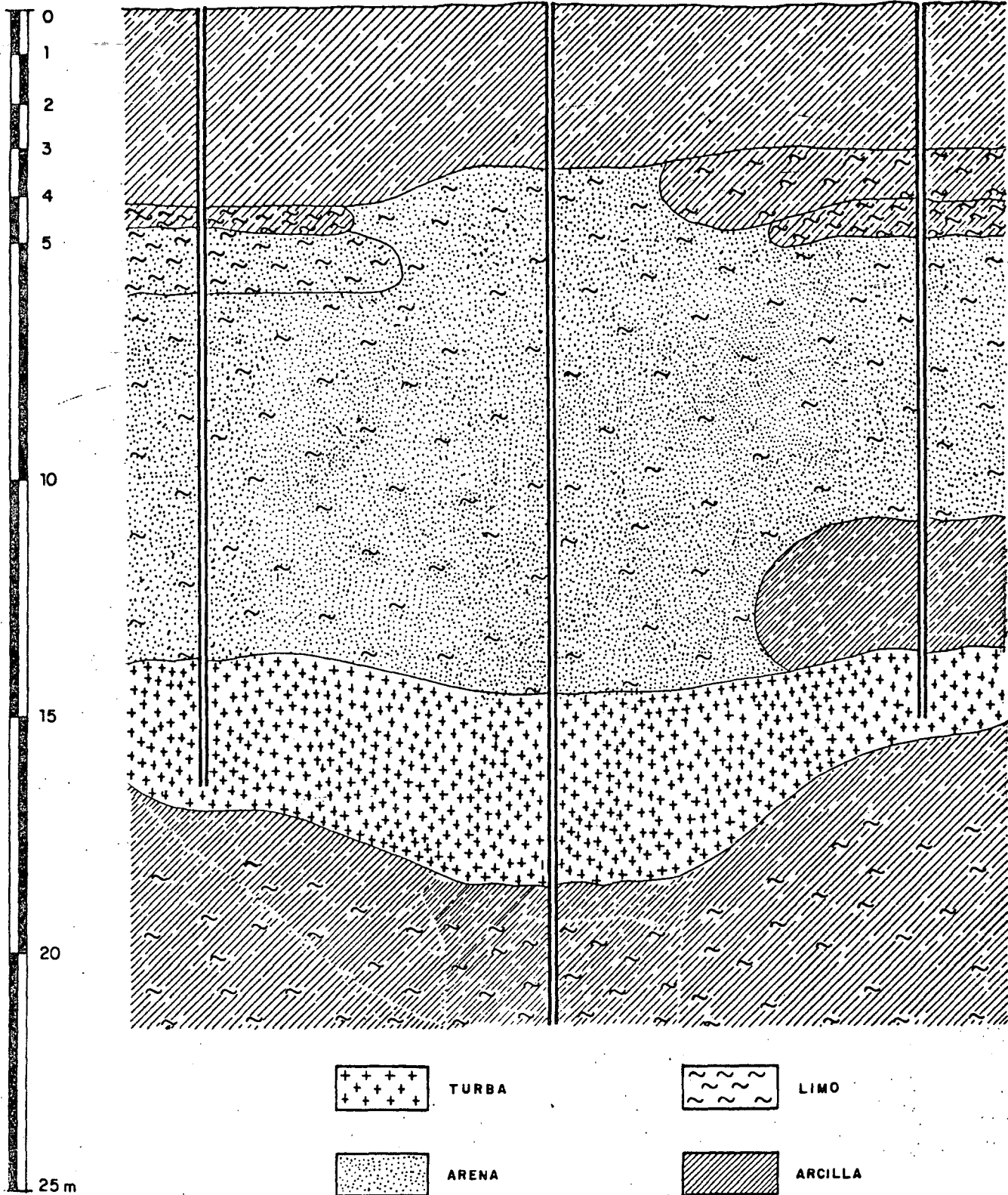


FIGURA No. 6

SM-2

SM-3

SM-4



++++ TURBA

~~~~~ LIMO

..... ARENA

////// ARCILLA

25 m

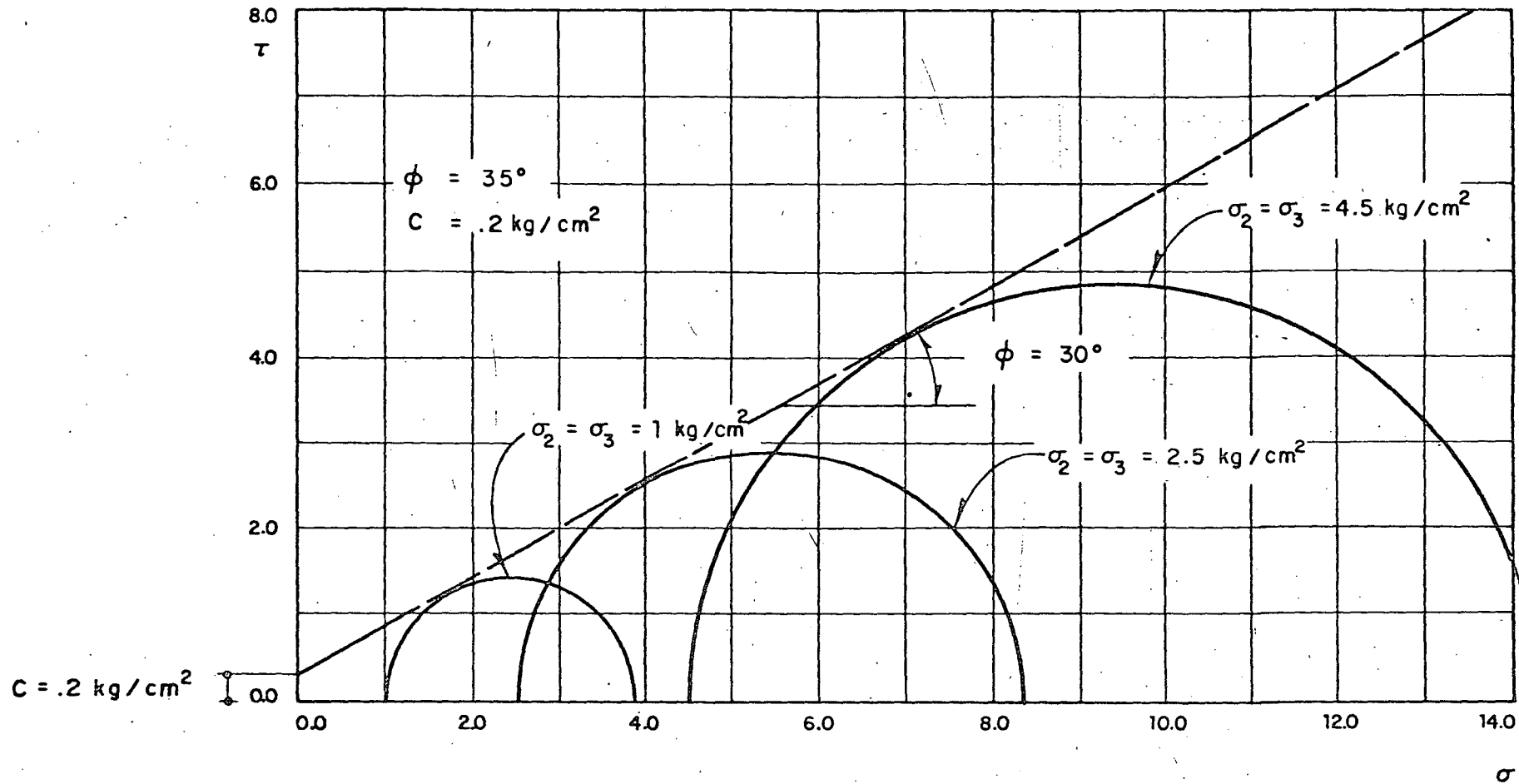
SM. \_ Sondeo Mixto

Escala Horizontal 1 : 400

Escala Vertical 1 : 125

**BALLESTEROS, S.A.**  
INGENIEROS CONSULTORES

PERFIL ESTRATIGRAFICO PROBABLE  
EN LINEA AB  
Obra: ANDSA , Col. Industrial  
Villahermosa , Tabasco  
Fecha: Octubre de 1976 Fig. 7



SM2 No. 12

Profundidad: 6.6 a 7.2

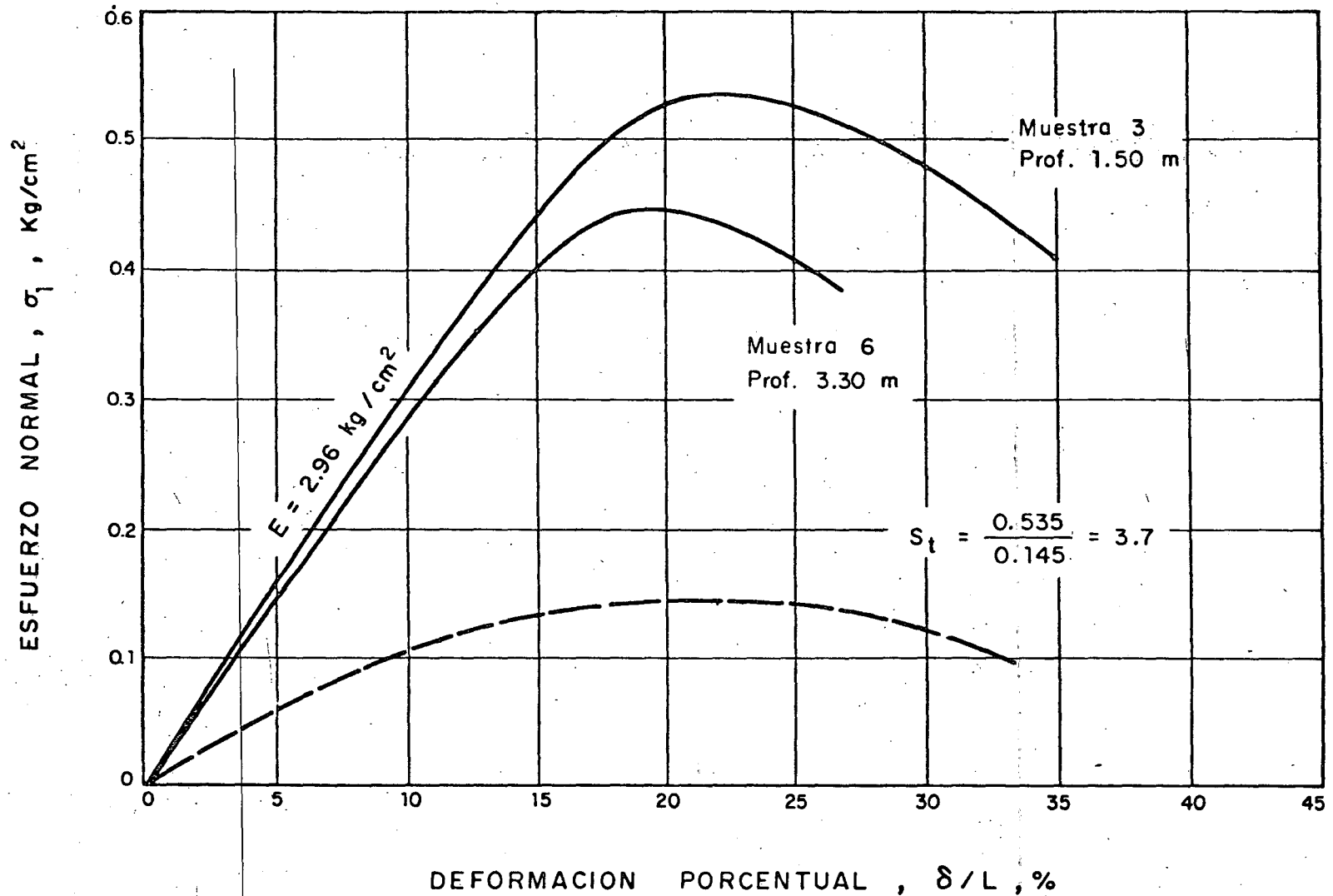
N = 3 golpes/p

Material: Arena limosa muy poco compacta

$\omega = 30 \%$

Prueba triaxial drenada rápida

FIGURA No. 8



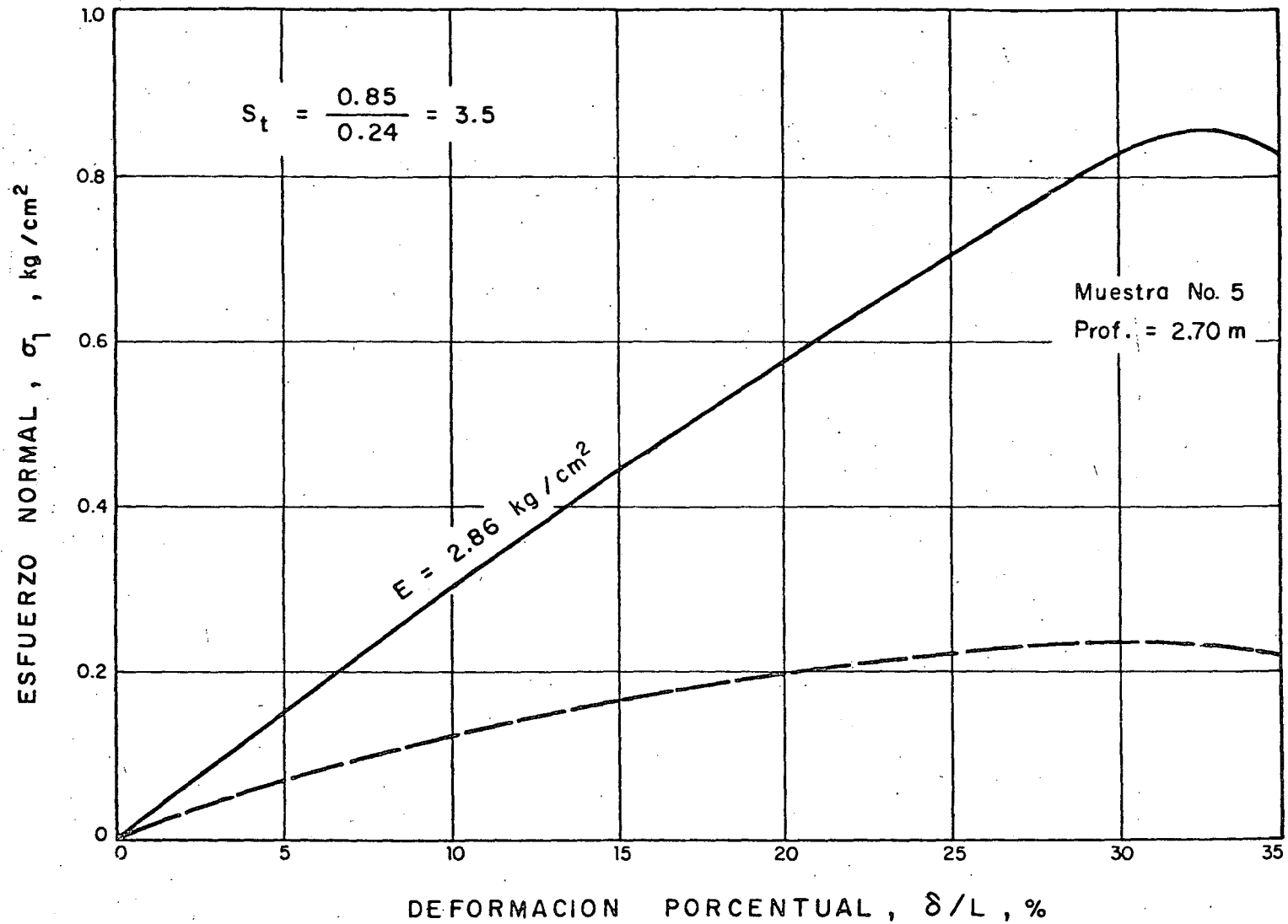
$\sigma_2 = \sigma_3 = 0$  (no confinada)

**BALLESTEROS, S.A.**  
INGENIEROS CONSULTORES

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION  
EN SONDEO M-1

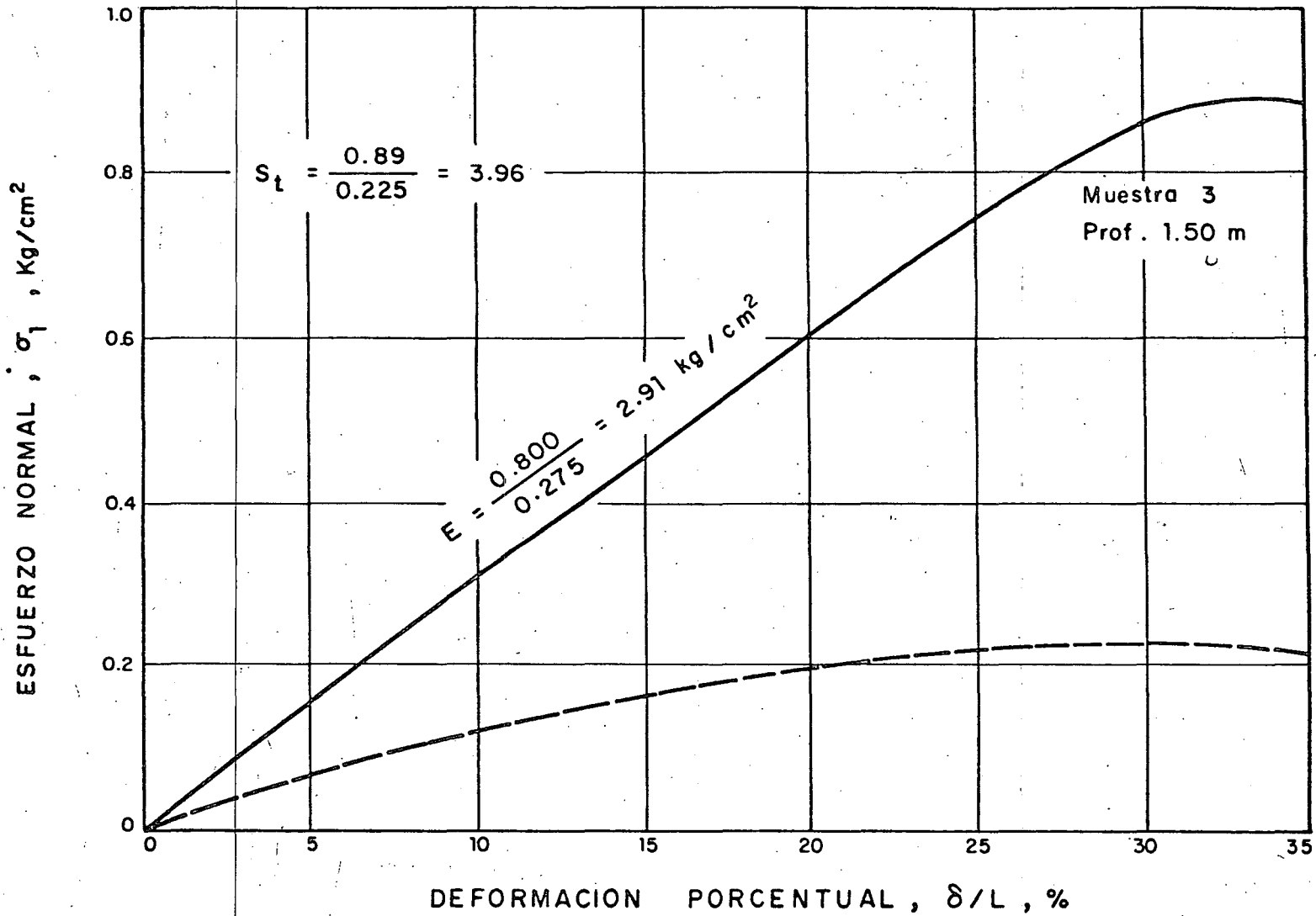
Obra: ANDSA, Col. Industrial  
Villahermosa, Tabasco

Fecha: Octubre de 1976 Fig. 9



$\sigma_2 = \sigma_3 = 0$  (no confinada)

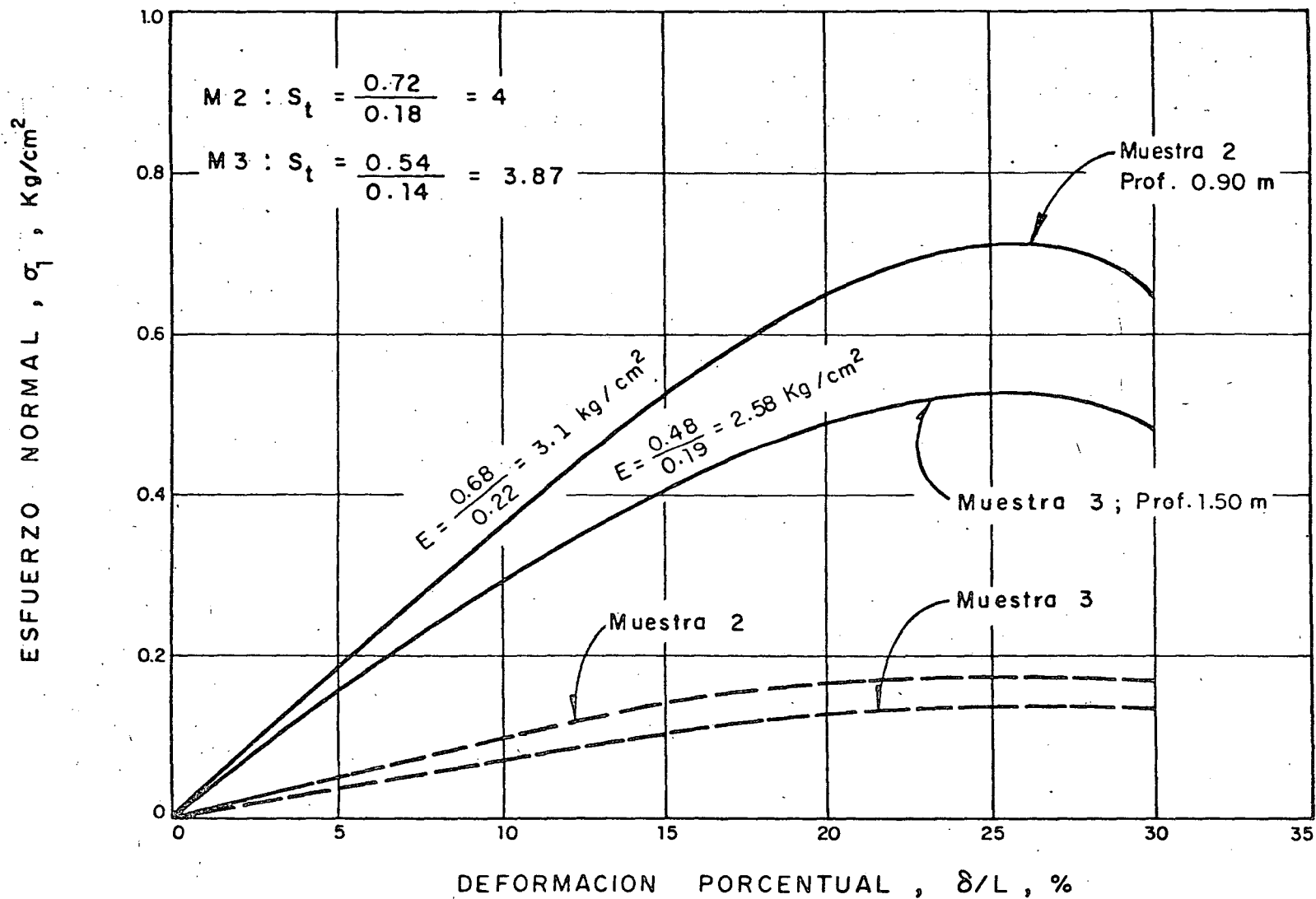
**BALLESTEROS, S.A.**  
 INGENIEROS CONSULTORES  
 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION  
 EN SONDEO M-2  
 Obra: ANDSA, Col. Industrial  
 Villahermosa, Tabasco  
 Fecha: Octubre de 1976 Fig. 10



$\sigma_2 = \sigma_3 = 0$  (no confinada)

**BALLESTEROS, S.A.**  
INGENIEROS CONSULTORES

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION  
EN SONDEO M-3  
Obra: ANDSA, Col. Industrial  
Villahermosa, Tabasco  
Fecha: Octubre de 1976 Fig. 11



$\sigma_2 = \sigma_3 = 0$  (no confinada)

**BALLESTEROS, S.A.**

INGENIEROS CONSULTORES

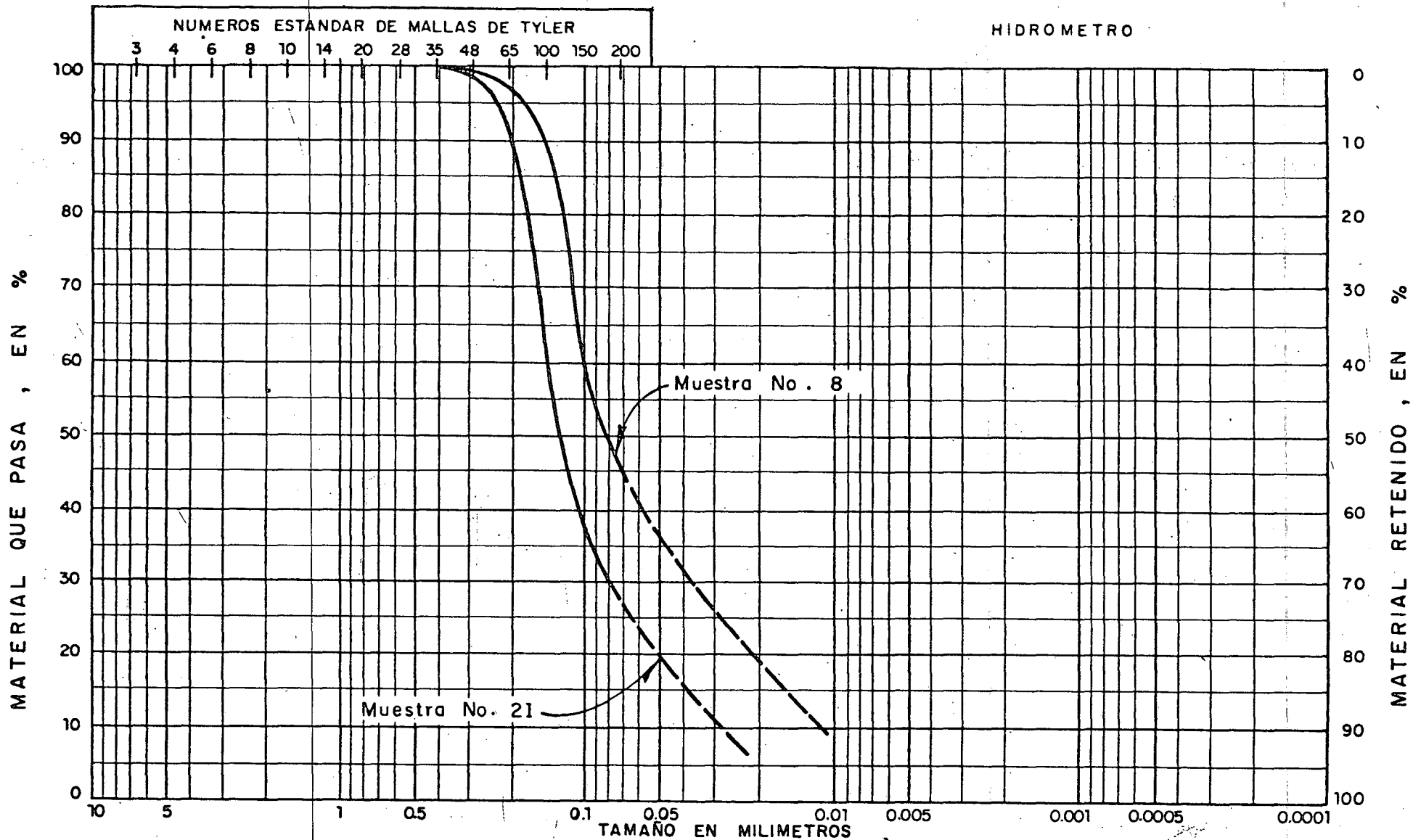
CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION

EN SONDEO M-4

Obra: ANDSA, Col. Industrial  
Villahermosa, Tabasco

Fecha: Octubre de 1976 Fig. 12

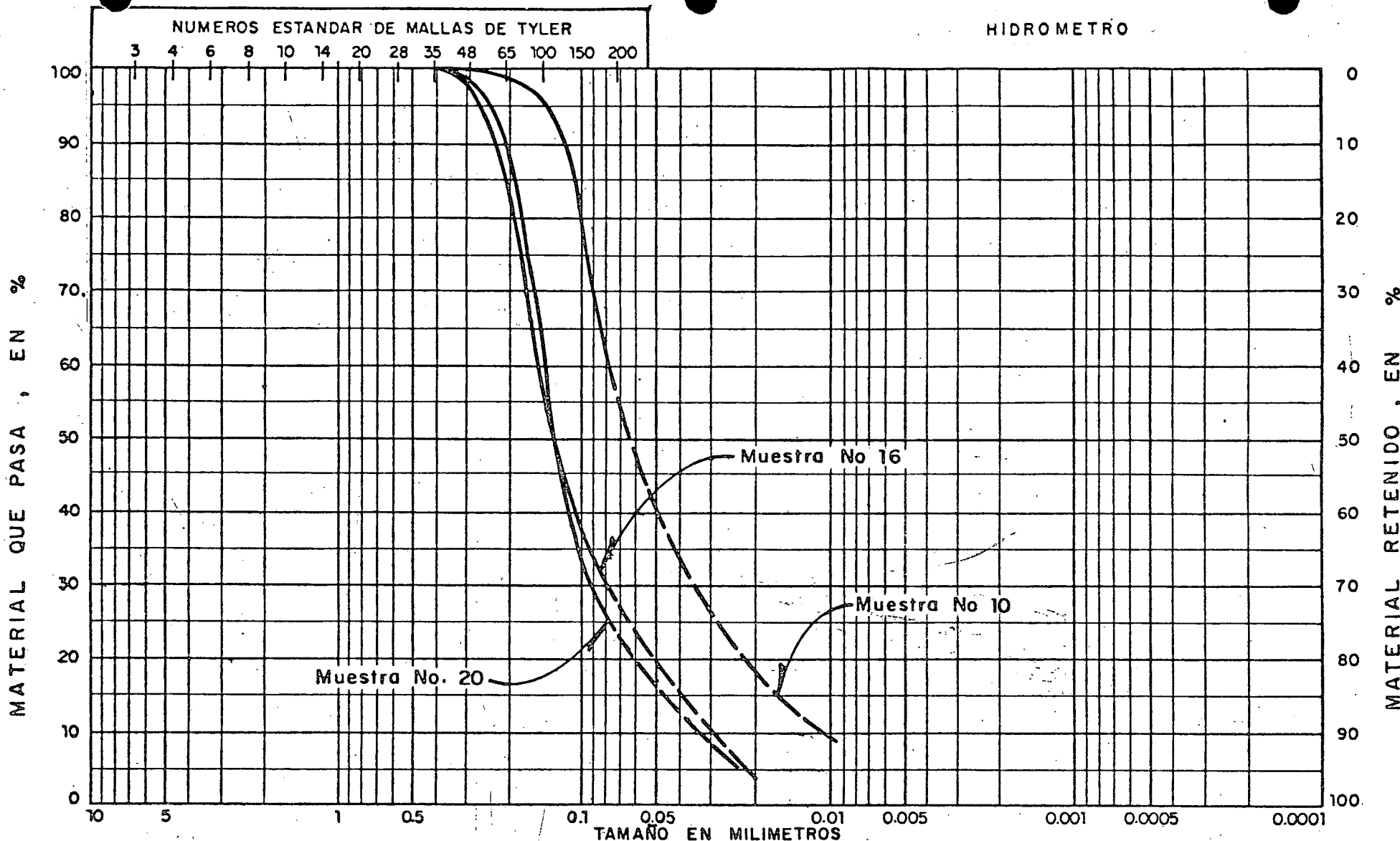




CLASIFICACION DE SUELOS DEL U.S. BUREAU

Proyecto : ANDSA , Col. Industrial , Villahermosa , Tabasco.    Sondeo No M   1      Muestra No   8 y 21    
 Profundidad :   M 8 = 4.50 m      Elevación   0.00      Notas   Arena 57 % ; Limo 43 %    
 Profundidad :   M 21 = 12.30 m      Elevación   0.00      Notas   Arena 73 % ; Limo 27 %  

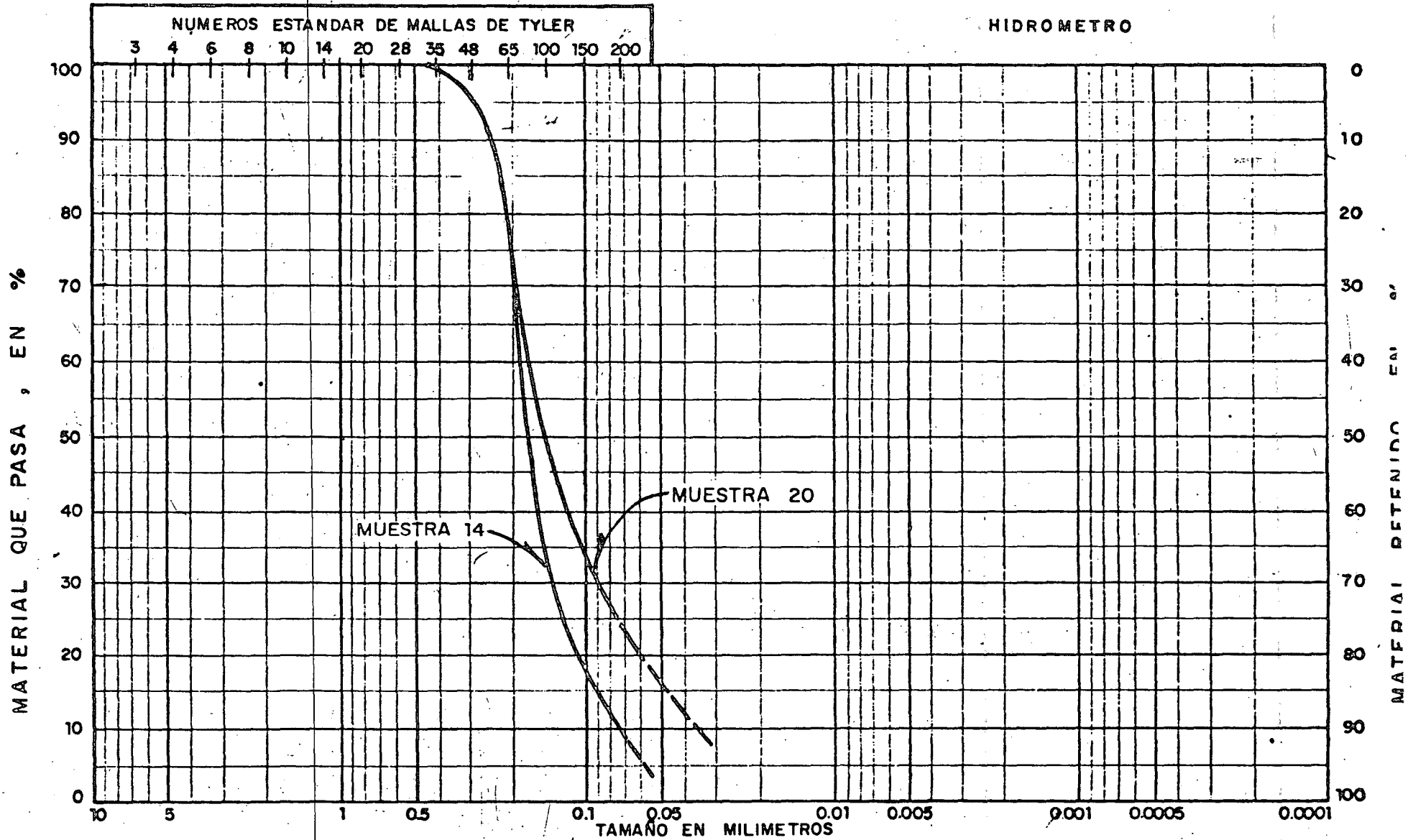
DIAGRAMA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA



CLASIFICACION DE SUELOS DEL U.S. BUREAU

Proyecto : ANDSA , Col. Industrial , Villahermosa , Tabasco. Sondeo No M 2 Muestra No 10, 16 y 20  
 Profundidad: M10 = 5.70 m Elevacion 0.00 Notas Arena 43 % ; Limo 57 %  
M 16 = 9.30 ; M 20 = 11.70 m Notas Arena 74 % ; Limo 26 % y M 20 - Arena 76 % ; Limo 24 %

DIAGRAMA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA

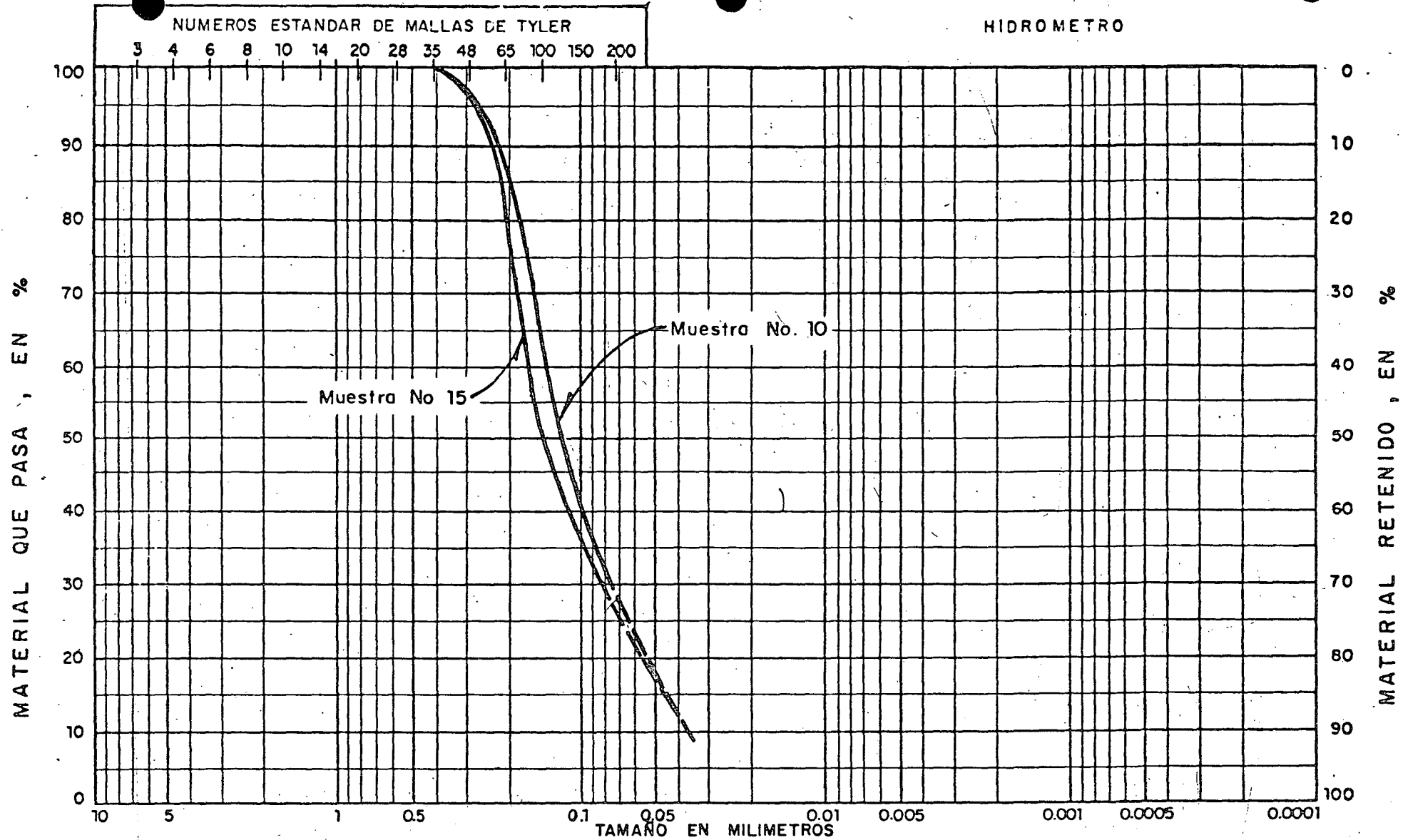


|             |            |              |             |            |                |         |               |
|-------------|------------|--------------|-------------|------------|----------------|---------|---------------|
| GRAVA MEDIA | GRAVA FINA | ARENA GRUESA | ARENA MEDIA | ARENA FINA | ARENA MUY FINA | L I M O | A R C I L L A |
|-------------|------------|--------------|-------------|------------|----------------|---------|---------------|

CLASIFICACION DE SUELOS DEL U.S. BUREAU

Proyecto : ANDSA , Col. Industrial , Villahermosa , Tabasco.    Sondeo No M 3    Muestra No 14 y 20  
 Profundidad : M 14 = 8.10 m    Elevación 0.00    Notas Arena 92 % ; Limo 8 %  
 Profundidad : M 20 = 11.70 m    Elevación 0.00    Notas Arena 77 % ; Limo 23 %

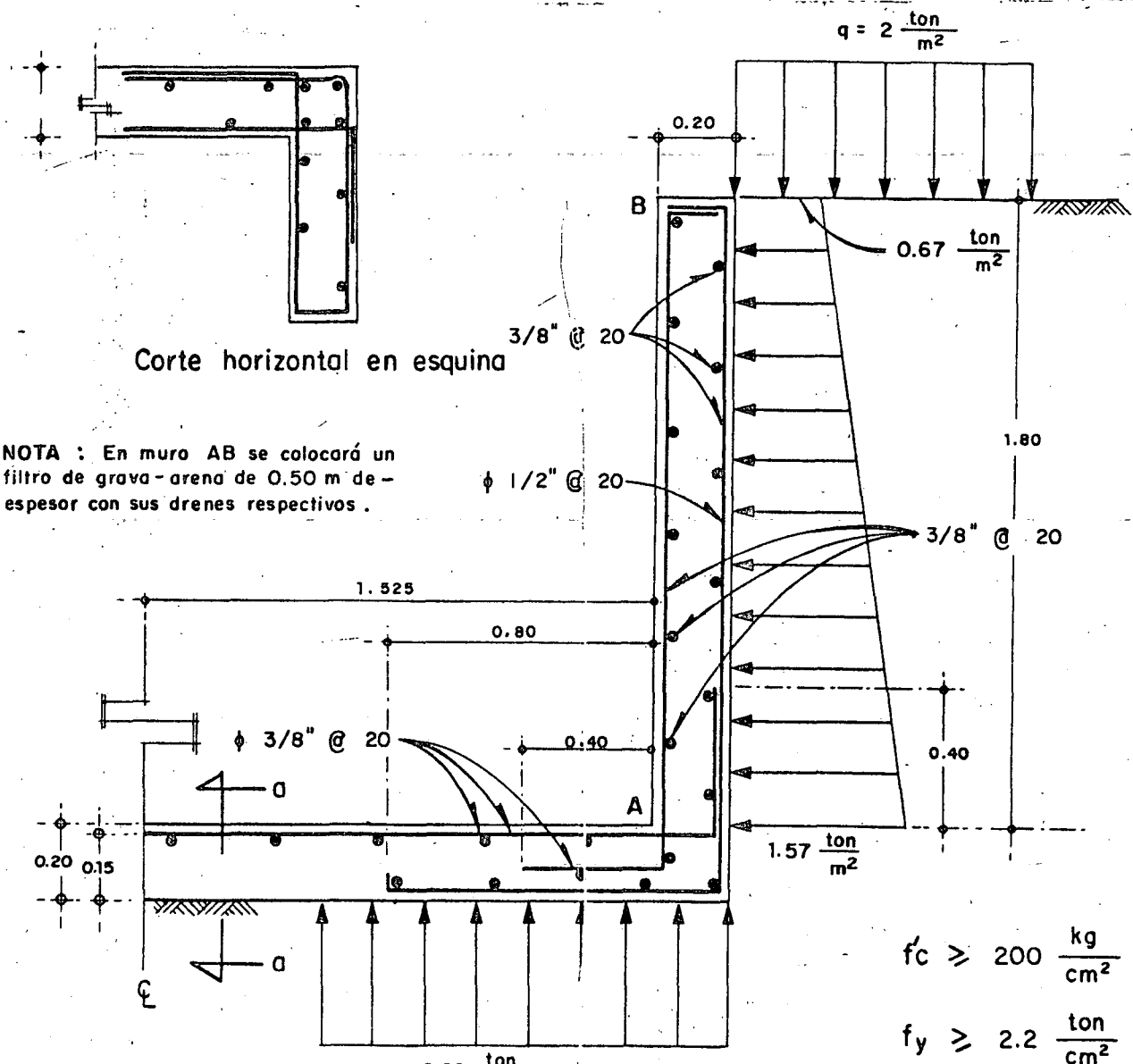
DIAGRAMA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA



CLASIFICACION DE SUELOS DEL U.S. BUREAU

Proyecto : ANDSA , Col. Industrial , Villahermosa , Tabasco. Sondeo No M 4 Muestra No 10 y 15  
 Profundidad: M 10 = 5.70 m. Elevación 0.00 Notas Arena 74 % ; Limo 26 %  
 Profundidad: M 15 = 8.70 m. Elevación 0.00 Notas Arena 74 % ; Limo 26 %

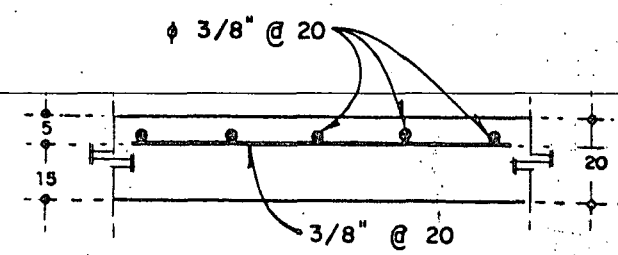
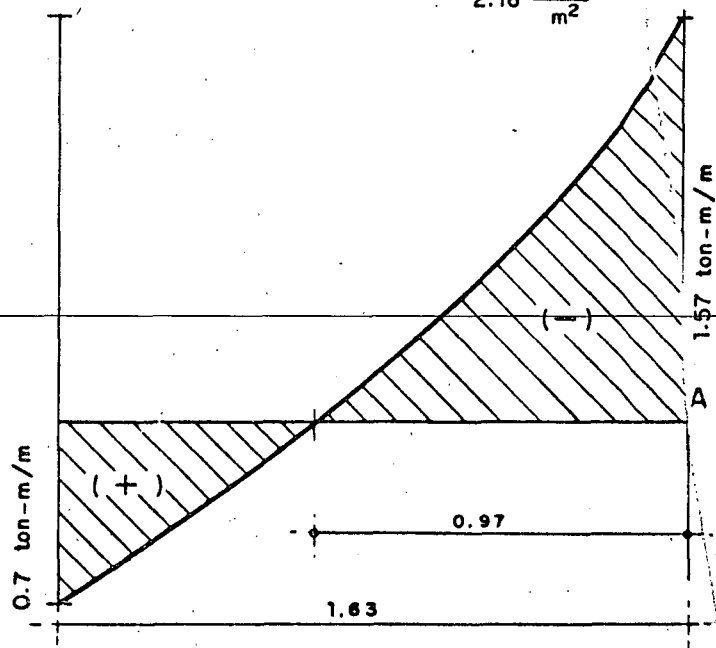
DIAGRAMA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA



NOTA : En muro AB se colocará un filtro de grava-arena de 0.50 m de espesor con sus drenes respectivos .

$$f_c \geq 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

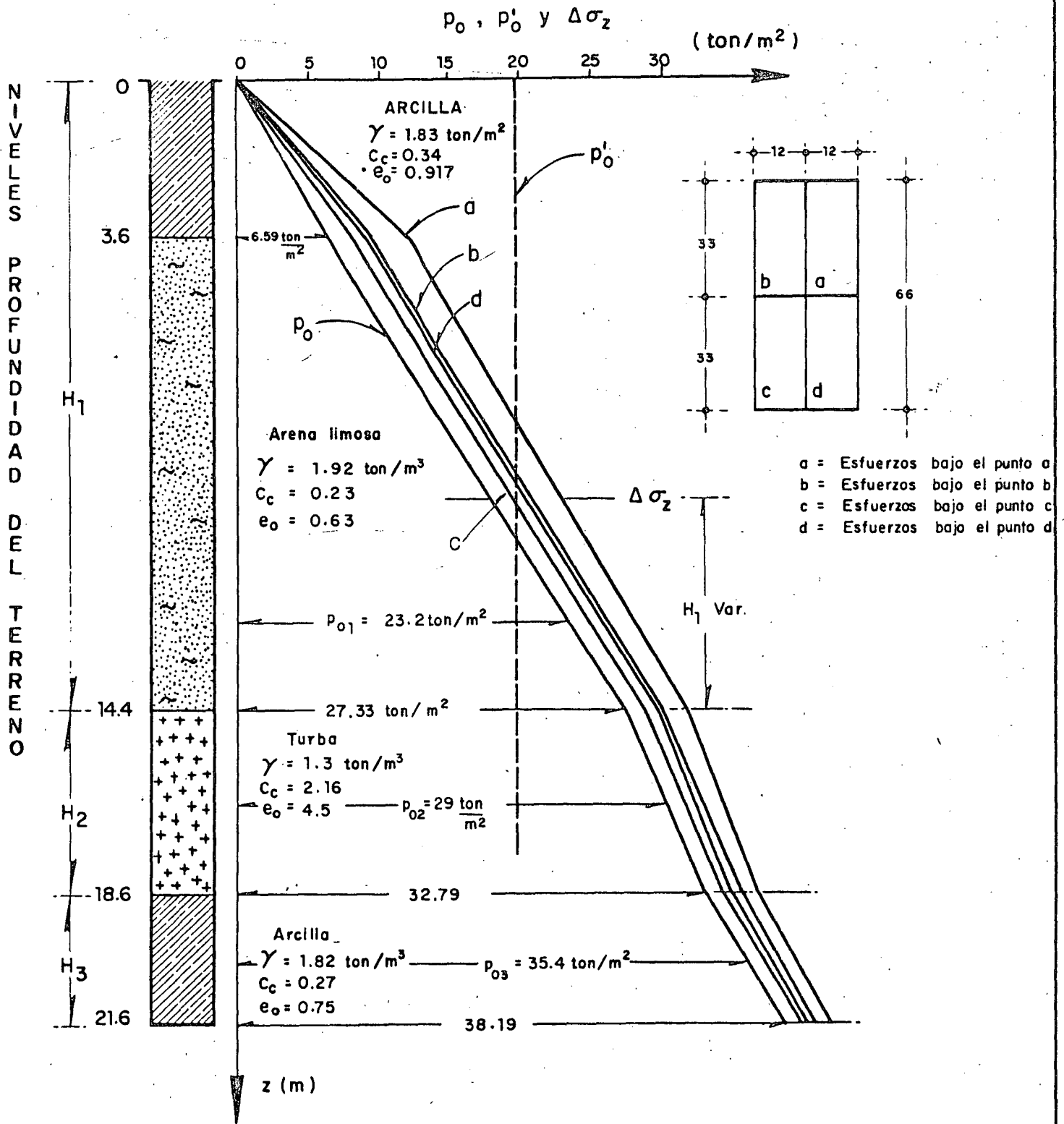
$$f_y \geq 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$



Corte a - a

Empuje y reacciones del terreno sobre bacula camionera , refuerzo y dimensionamiento recomendado .

FIGURA 17



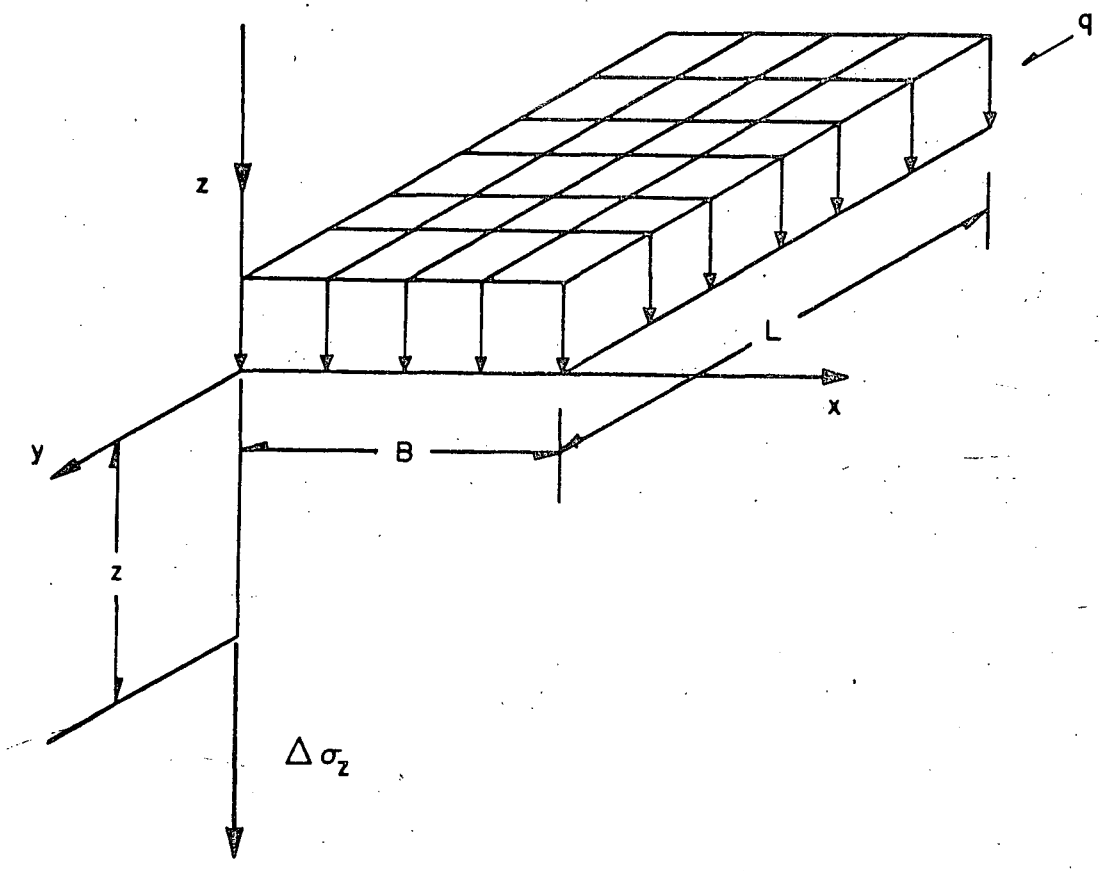
Esfuerzos verticales debidos a peso propio y sobre carga aplicada

| PUNTO | Prof. z (m) | Dim. Area |       | $m = \frac{B}{z}$ | $n = \frac{L}{z}$ | $I_{\sigma}$ | N <sup>a</sup> de Areas | q (ton/m <sup>2</sup> ) | $\Delta\sigma_z$ (ton/m <sup>2</sup> ) |
|-------|-------------|-----------|-------|-------------------|-------------------|--------------|-------------------------|-------------------------|----------------------------------------|
|       |             | B (m)     | L (m) |                   |                   |              |                         |                         |                                        |
| a     | 3.6         | 12        | 33    | 3.33              | 9.17              | 0.250        | 4                       | 5.5                     | 5.50                                   |
|       | 14.4        | 12        | 33    | 0.83              | 2.29              | 0.185        | 4                       | 5.5                     | 4.07                                   |
|       | 18.6        | 12        | 33    | 0.65              | 1.77              | 0.157        | 4                       | 5.5                     | 3.45                                   |
|       | 21.6        | 12        | 33    | 0.55              | 1.53              | 0.138        | 4                       | 5.5                     | 3.04                                   |
| b     | 3.6         | 24        | 33    | 6.67              | 9.17              | 0.250        | 2                       | 5.5                     | 2.75                                   |
|       | 14.4        | 24        | 33    | 1.67              | 2.29              | 0.230        | 2                       | 5.5                     | 2.75                                   |
|       | 18.6        | 24        | 33    | 1.29              | 1.77              | 0.210        | 2                       | 5.5                     | 2.31                                   |
|       | 21.6        | 24        | 33    | 1.11              | 1.53              | 0.195        | 2                       | 5.5                     | 2.15                                   |
| c     | 3.6         | 24        | 66    | 6.67              | 18.33             | 0.250        | 1                       | 5.5                     | 1.38                                   |
|       | 14.4        | 24        | 66    | 1.67              | 4.58              | 0.235        | 1                       | 5.5                     | 1.29                                   |
|       | 18.6        | 24        | 66    | 1.29              | 3.55              | 0.225        | 1                       | 5.5                     | 1.24                                   |
|       | 21.6        | 24        | 66    | 1.11              | 3.06              | 0.205        | 1                       | 5.5                     | 1.13                                   |
| d     | 3.6         | 12        | 66    | 3.33              | 18.33             | 0.250        | 2                       | 5.5                     | 2.75                                   |
|       | 14.4        | 12        | 66    | 0.83              | 4.58              | 0.189        | 2                       | 5.5                     | 2.08                                   |
|       | 18.6        | 12        | 66    | 0.65              | 3.55              | 0.164        | 2                       | 5.5                     | 1.80                                   |
|       | 21.6        | 12        | 66    | 0.55              | 3.06              | 0.145        | 2                       | 5.5                     | 1.60                                   |

$$\Delta\sigma_z = I_{\sigma} q (N^a \text{ Areas})$$

Incremento de esfuerzo  $\Delta\sigma_z$  debido a rellenos y bodega llena de grano. (Ref. 10.5 pp. 484-487).

### CONDICION ANALIZADA



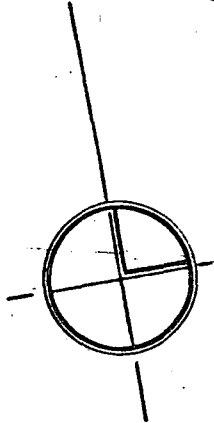
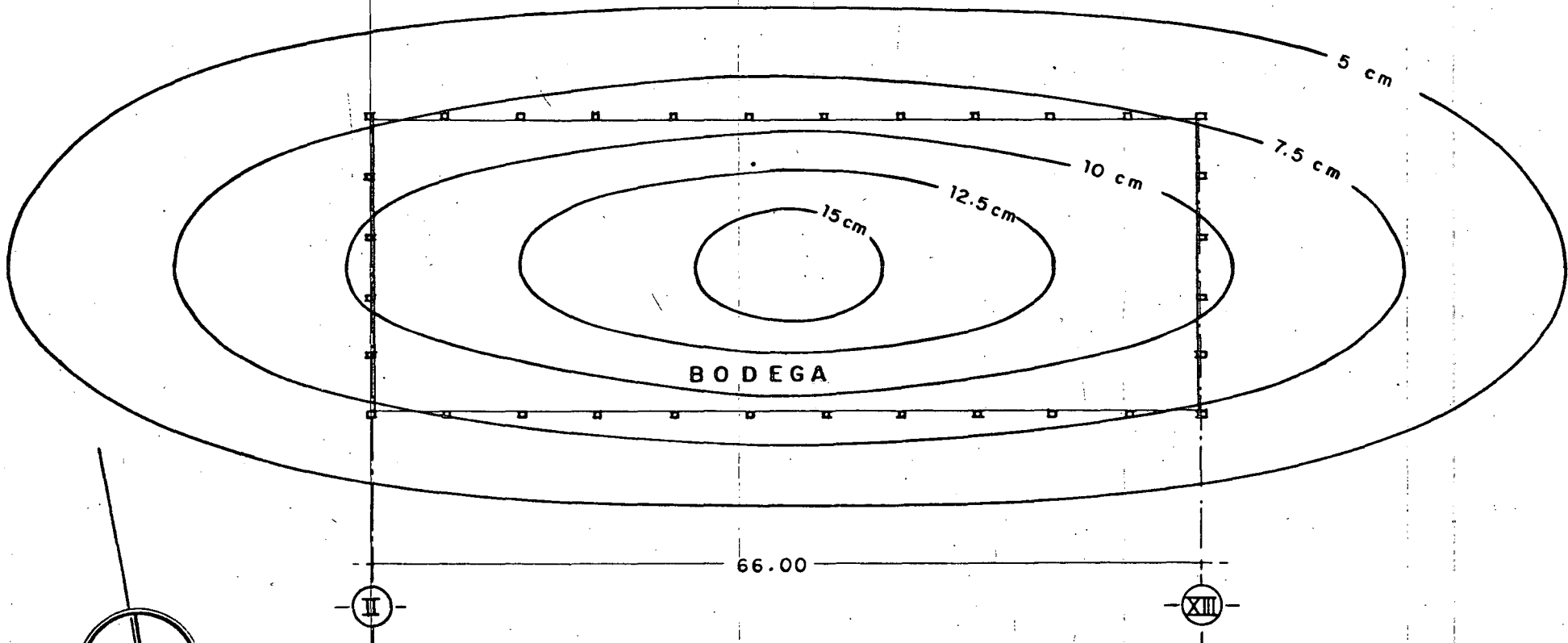
$\Delta\sigma_z = I_\sigma q \times$  (número de áreas concurrentes en el punto de dimensiones  $B \times L$ )

- $z$  = Profundidad en metros.
- $q$  = Carga por unidad de área.
- $I_\sigma$  = Coeficiente de influencia para esfuerzos normales verticales, función de  $\frac{B}{z}$  y  $\frac{L}{z}$ .

FIG. 20 CONDICION ANALIZADA EN EL CALCULO DE ESFUERZOS VERTICALES.



Bóscula camionera



Curvas de igual asentamiento en piso de bodega



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam

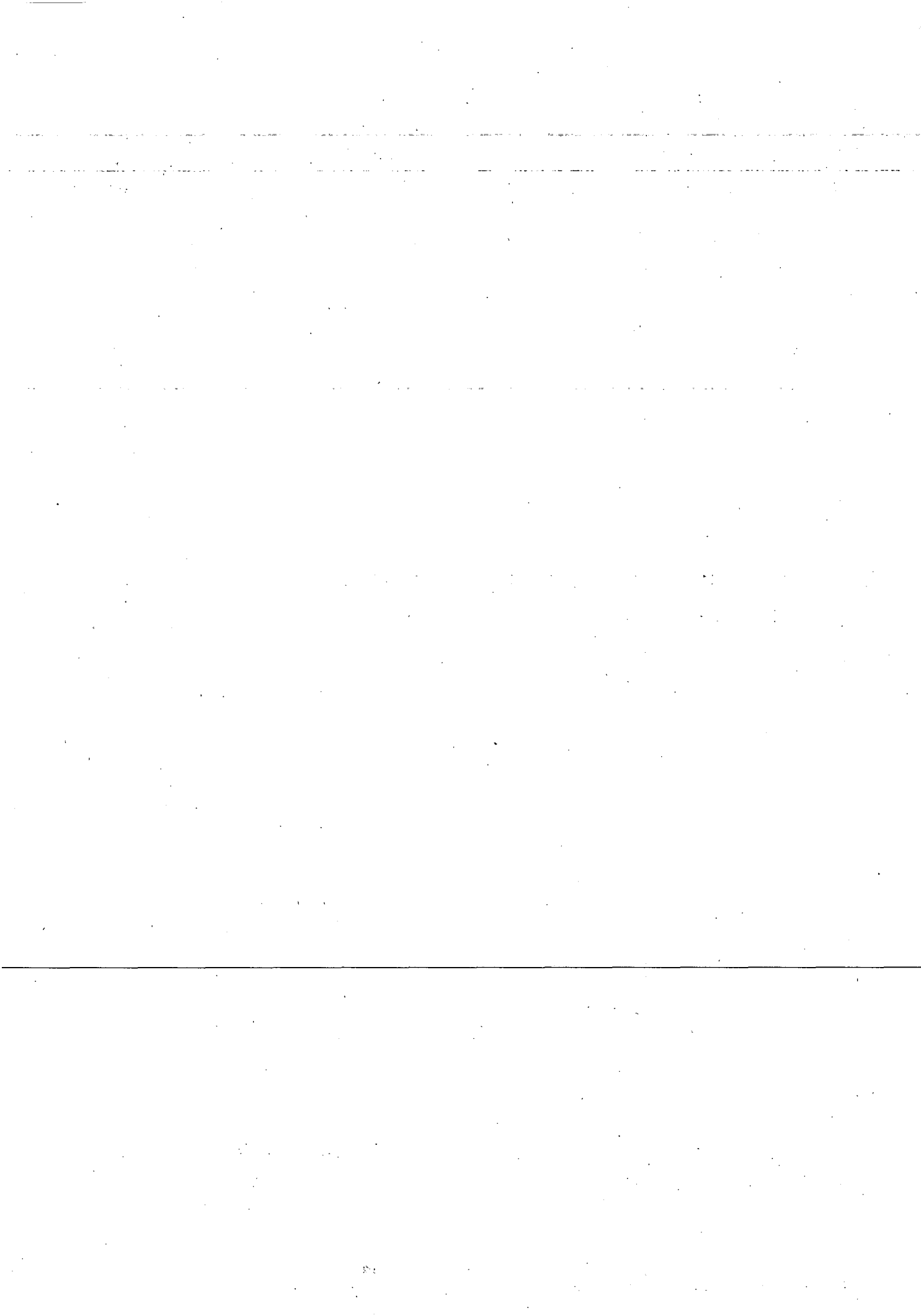


INGENIERIA DE CIMENTACIONES

IDENTIFICACION Y CLASIFICACION DE SUELOS

DR. PORFIRIO BALLESTEROS

OCTUBRE, 1978.



## CHAPTER 1

# *Identification and Classification of Soils and Rocks*

### 1.1. Definition of Soil and Rock

The terms rock and soil, as used by the civil engineer, imply a clear distinction between two kinds of foundation materials. *Rock* is considered to be a natural aggregate of mineral grains connected by strong and permanent cohesive forces. *Soil*, on the other hand, is regarded as a natural aggregate of mineral grains, with or without organic constituents, that can be separated by gentle mechanical means such as agitation in water. These convenient definitions are generally understood and are used in this book. Nevertheless, in reality there is no sharp distinction between rock and soil. Even the strongest and most rigid rocks may be weakened by the processes of weathering, and some highly indurated soils may exhibit strengths comparable to those of weathered rock.

### 1.2. Purpose of Identification and Classification

Nature, without benefit of man, has furnished the materials on or within which the engineer finds his structures. The engineer, to prepare his design, must learn what materials are present and what properties they possess. He gains this knowledge partly by

reference to geologic and engineering literature, but mainly by extracting, examining, and possibly testing samples he believes will be representative of the materials. He uses the knowledge in combination with other data to visualize the probable state, arrangement, and behavior of the deposits.

In all branches of civil engineering and especially in foundation engineering, experience is a priceless asset. Indeed, the accumulated experience of generations of foundation engineers, including those of our own times, constitutes the essence of the art. Yet, unless the individual experiences of all engineers can be summarized into a body of knowledge that can be assimilated readily, they lose their value to the engineering profession.

In a general way, it has been found that soils, and to a lesser extent rocks, can be classified into groups within each of which the significant engineering properties are somewhat similar. Consequently, proper classification of subsurface materials is an important step in connection with any foundation job, because it provides the first clues to the experiences that may be anticipated during and after construction. The ability to identify and classify rocks and soils prop-

erly is, therefore, basic to the analysis of all engineering problems dealing with earth materials.

The detail with which samples are described, tested, and evaluated depends on the type of structure to be built, on considerations of economy, on the nature of the earth materials, and to some extent on the method of sampling. The samples should be described first on the bases of a visual inspection and certain simple tests that can be performed in the field as easily as in the laboratory. Thereupon the material can usually be classified into one of several major groups. Later, simple laboratory tests may be carried out to verify the original classification. Most systems of soil classification utilized by engineers permit an individual with only a limited amount of training to perform a visual classification of soil samples. They also provide for a more precise classification based on numerical values that can easily be determined in the laboratory.

The identification and classification of the products of nature constitute an artificial procedure, because these materials are infinitely varied and do not lend themselves to separation into distinct categories. As a result, various arbitrary systems of classification have been developed, each with certain advantages and disadvantages for a particular purpose. Furthermore, as attempts are made to refine any one system, the system inevitably becomes more complicated and ultimately becomes so cumbersome that it defeats its own purpose.

To avoid this difficulty, it is preferable to make use of relatively simple systems of classification with only a few categories, to one of which a given rock or soil can be assigned. More detailed information concerning the given rock or soil can best be summarized by stating the numerical results, known as *index properties*, of certain physical tests, known as *classification tests*. If the classification tests are properly chosen, soils or rock materials having similar index properties are likely to exhibit similar engineering behavior.

The usefulness of index properties is so

great that they are discussed in detail in the following pages. In addition to their value in the correlation of construction experience, they provide a means for checking the correctness of the field identification of a given material. If the material has been improperly identified, the index properties indicate the error and lead to correct classification. Thus, even the beginner with no experience of his own can be assured that his classifications are appropriate, and he can then take advantage of the experiences of other engineers. The techniques for acquiring this knowledge are described in Arts. 1.3 to 1.8.

### 1.3. Description and Identification of Soils

*Principal Types of Soil.* The principal terms used by civil engineers to describe soils are gravel, sand, silt, and clay. Most natural soils consist of a mixture of two or more of these constituents, and many contain an admixture of organic material in a partly or fully decomposed state. The mixture is given the name of the constituent that appears to have the most influence on its behavior, and the other constituents are indicated by adjectives. Thus a silty clay has predominantly the properties of a clay but contains a significant amount of silt, and an organic silt is composed primarily of silt-sized mineral matter but contains a significant amount of organic material.

Gravels and sands are known as *coarse-grained* soils, and silts and clays as *fine-grained* soils. The distinction is based on whether the individual particles can be differentiated by the naked eye. The methods of describing coarse-grained soils differ from those appropriate for fine-grained soils; therefore, the procedures are discussed under separate headings.

*Coarse-Grained Soil Materials.* The coarse-grained soil materials are mineral fragments that may be identified primarily on the basis of particle size.

Particles having a diameter greater than about 5 mm are classified as *gravel*. However, if the diameter exceeds about 200 mm (8 in.) the term *boulder* is usually applied.

If the grains are visible to the naked eye, but are less than about 5 mm in size, the soil is described as a *sand*. This name is usually further modified as *coarse*, *medium*, or *fine*. The definitions of these terms must be chosen arbitrarily. In the United States the ASTM classification of size limits given in Table 1.1 has been adopted as standard for engineering purposes.

TABLE 1.1 Particle Size Limits of Soil Constituents, ASTM Classification (in Millimeters)

|                                |                    |
|--------------------------------|--------------------|
| Gravel                         | Larger than 4.75   |
| Coarse sand                    | 4.75 to 2.00       |
| Medium sand                    | 2.00 to 0.425      |
| Fine sand                      | 0.425 to 0.075     |
| Fines (combined silt and clay) | Smaller than 0.075 |

A complete verbal description of a coarse-grained soil includes more than an estimate of the quantity of material in each size range. The *gradation*, *particle shape*, and *mineralogical composition* should also be noted whenever possible. The gradation may be described as *well-graded*, *fairly well-graded*, *fairly uniform*, *uniform*, or *gap-graded*. Well-graded soils contain a good representation of all particle sizes ranging from coarse to fine. The particles of uniform soils are all approximately the same size. Gap-graded soils consist of mixtures of uniform coarse-sized particles and uniform fine-sized particles, with a break in gradation between the two sizes. Any soil not well-graded may be characterized as *poorly graded*.

The shape of the coarse-grained particles in a soil has an influence on the density and stability of the soil deposit. The usual terms describing grain shape are illustrated in Fig. 1.1.

When the coarser particles of the soil are inspected by the naked eye or with a small hand lens, an effort should be made to estimate the degree of weathering. The prevalence of weak rock materials, such as shale and mica, should also be noted since these

may influence the durability or compressibility of the deposit.

*Fine-Grained Soil Materials.* *Inorganic silt*, which constitutes the coarser portion of the microscopic soil fraction, possesses little or no plasticity or cohesion. The least plastic varieties consisting primarily of very fine rounded quartz grains are called *rock flour*. The most plastic varieties containing an appreciable quantity of flake-shaped particles are called *plastic silt*.

*Clay* is predominantly an aggregate of microscopic and submicroscopic flake-shaped crystalline minerals. It is characterized by the typical colloidal properties of plasticity, cohesion, and the ability to adsorb ions. These properties are exhibited over a wide range of water content.

The distinction between silt and clay cannot be based on particle size because the significant physical properties of the two materials are related only indirectly to the size of the particles. Furthermore, since both are microscopic, physical properties other than particle size must be used as criteria for field identification.

The *dry strength* provides one basis for distinction. A small briquet of the soil is molded and allowed to dry in the air. It is then broken and a fragment about  $\frac{1}{8}$  in. in size is pressed between thumb and forefinger. The effort required to break the fragment provides a basis for describing the strength as *very low*, *low*, *medium*, *high*, or *very high*. A clay fragment can be broken only with great effort, whereas a silt fragment crushes easily.

Since silts are considerably more permeable than clays, the *dilatancy* or *shaking test* may also be used to distinguish between the two materials. In this test a small amount of soil is mixed with water to a very soft consistency in the palm of the hand. The back of the hand is then lightly tapped. If the soil is silty, water rises quickly to its surface and gives it a shiny or glistening appearance. Then if the soil pat is deformed, in some instances by squeezing and in others by stretching, the water flows back into it and leaves the surface with a dull appearance. Usually, the greater the proportion of clay

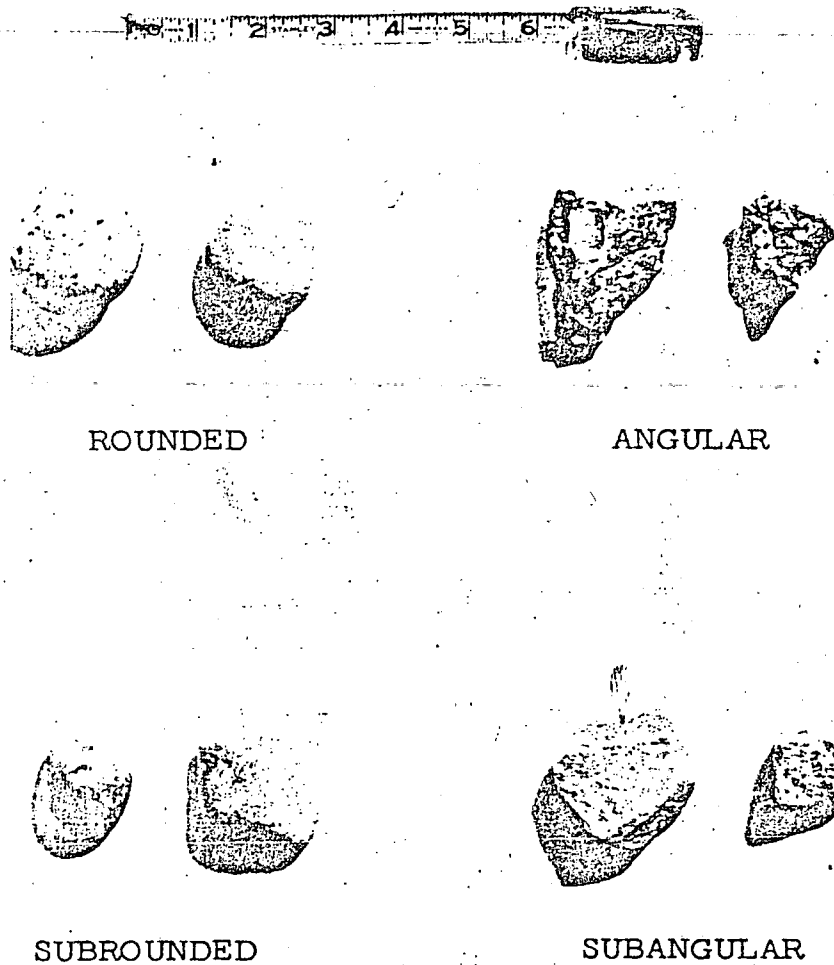


FIGURE 1.1. Typical shapes of coarse particles (after U.S. Bureau of Reclamation, 1963).

in the sample, the slower the reaction to the test. The reaction is described as *rapid*, *slow*, or *none*.

The property of *plasticity* is characteristic of clays and may also be used as the basis for a simple field test. At certain moisture contents a soil that contains appreciable quantities of clay can be deformed and remolded in the hand without disintegration. Thus, if a sample of moist soil can be manipulated between the palms of the hands and fingers and rolled out into a long thin thread, it unquestionably contains a significant amount of clay. As moisture is lost during continued manipulation, the soil approaches a nonplastic condition and becomes crum-

bly. Just before the crumbly state is reached, a highly plastic clay can be rolled into a long thread, with a diameter of approximately  $\frac{1}{8}$  in., which has sufficient strength to support its own weight. A silt, on the other hand, can seldom be rolled into a thread with a diameter as small as  $\frac{1}{8}$  in. without severe cracking, and is completely lacking in tensile strength unless small amounts of clay are present. The record of a simple plasticity test should indicate not only whether a plastic thread can be formed, but also the toughness of the thread as it nears the crumbling stage. This condition is described as *weak and friable*, *medium*, or *tough*.

A fourth procedure, known as the *disper-*

*persion test*, is also useful for distinguishing between silt and clay, and for making a rough estimate of the relative amounts of sand, silt, and clay in a material. A small quantity of the soil is dispersed with water in a glass cylinder or test tube and then allowed to settle. The coarser particles fall out first and the finest particles remain in suspension the longest. Ordinarily, sands settle in 30 to 60 sec. Material of silt size settles in 15 to 60 min, whereas that of clay size remains in suspension for at least several hours and usually for several days unless the particles of clay combine in groups or floccules (see Art. 1.5).

*Organic Soil Materials.* Very small quantities of organic matter often have a significant influence on the physical properties of soils. Most organic soils are weaker and more compressible than soils having the same mineral composition but lacking in organic matter. The presence of an appreciable quantity of organic material can usually be recognized by the dark gray to black color and the odor of decaying vegetation that it lends to the soil.

*Organic silt* is a fine-grained, more or less plastic soil containing mineral particles of silt and finely divided particles of organic matter. Shells and visible fragments of partly decayed vegetable matter may also be present.

*Organic clay* is a clay soil that owes some of its significant physical properties to the presence of finely divided organic matter.

Highly organic soil deposits such as *peat* or

*muck* may be distinguished by a dark-brown to black color, by the presence of fibrous particles of vegetable matter in varying states of decay, and by the characteristic organic odor.

Combinations of organic and mineral soil materials are not always easily recognized, particularly if the organic content is small. Nevertheless, the presence of organic matter should always be suspected if the soil has a dark-brown, dark-gray, or black color. If the organic odor cannot be distinguished, it can sometimes be brought out by a slight amount of heat.

A summary of the reactions of the fine-grained inorganic and partly organic soils to the simple field identification tests is given in Table 1.2.

#### 1.4. Index Properties of Soils

In the preceding article, simple methods were described for identifying the major soil components. These methods, however, represent only the first step in the adequate description of soil materials. They must be supplemented by other procedures leading to quantitative results that may be related to the physical properties with which the engineer is directly concerned. As stated in Art. 1.2, the tests required for this purpose are known as classification tests, and the results as the index properties of the soils.

By performing suitable classification tests and determining the corresponding index properties, the engineer acquires the means for describing a given soil accurately with-

Table 1.2 Identification of Fine-Grained Soil Fractions from Manual Tests

| Typical Name | Dry Strength        | Dilatancy Reaction | Toughness of Plastic Thread | Time to Settle in Dispersion Test |
|--------------|---------------------|--------------------|-----------------------------|-----------------------------------|
| Sandy silt   | None to very low    | Rapid              | Weak to friable             | 30 sec to 60 min                  |
| Silt         | Very low to low     | Rapid              | Weak to friable             | 15 to 60 min                      |
| Clayey silt  | Low to medium       | Rapid to slow      | Medium                      | 15 min to several hours           |
| Sandy clay   | Low to high         | Slow to none       | Medium                      | 30 sec to several hours           |
| Silty clay   | Medium to high      | Slow to none       | Medium                      | 15 min to several hours           |
| Clay         | High to very high   | None               | Tough                       | Several hours to days             |
| Organic silt | Low to medium       | Slow               | Weak to friable             | 15 min to several hours           |
| Organic clay | Medium to very high | None               | Tough                       | Several hours to days             |



out the use of verbal descriptions that are subject to misunderstanding on account of vague terminology. The development of the ability to think of soils in terms of numerical values of their index properties should be one of the foremost aims of every engineer who deals with foundations.

Index properties may be divided into two general types, soil *grain properties* and soil *aggregate properties*. The soil grain properties are the properties of the individual particles of which the soil is composed, without reference to the manner in which these particles are arranged in a soil deposit. Thus, it is possible to determine the grain properties of any soil sample, whether disturbed or undisturbed. Soil aggregate properties, on the other hand, depend on the structure and arrangement of the particles in the soil mass. Although soil grain properties are commonly used for identification purposes, the engineer should realize that the soil aggregate properties have a greater influence on the engineering behavior of a soil.

### 1.5 Soil Grain Properties

*Size of Grains.* The most important grain property of coarse-grained soils is the *particle-size distribution*. This is determined by performing a *mechanical analysis*. The sizes of coarse-grained constituents can be determined by means of a set of sieves. The finest sieve commonly used in the field or in the laboratory is the No. 200 U.S. Standard sieve in which the width of the openings is 0.075 mm. For this reason 0.075 mm has been accepted as the standard boundary between coarse-grained and fine-grained materials.

To determine the particle-size distribution of any soil containing fine-grained material, a wet method of mechanical analysis must be used. All wet methods of analysis are based on Stokes's law, which expresses the velocity at which a spherical particle falls through a fluid medium as a function of the diameter and specific gravity of the particle. A suspension of the soil is first agitated and then allowed to stand at rest. After a given time has elapsed, all particles coarser than a certain size have settled below

some plane at an arbitrary depth in the suspension. This size can be computed by means of Stokes's law. The corresponding density of the suspension at the arbitrary depth is a measure of the quantity of soil smaller than the computed size. Thus, by making density measurements at various times, the particle-size distribution can be determined.

For engineering purposes, the density is usually measured by means of a *hydrometer*. The details of the procedure are set forth in ASTM Method D-422. A sample of about 50 g of soil is dispersed in 1 liter of distilled water and poured into a standard sedimentation cylinder. The suspension in the cylinder is then shaken for approximately 1 min and the cylinder set upright on a plane horizontal surface. A special hydrometer of streamlined design is inserted in the suspension, and readings of the density are taken after various intervals of time. It is customary to take readings at 2, 4, 8, 15 min, and so on. The computations based on these readings lead to the particle-size distribution on the assumption that all the particles are spherical. Actually, the finest soil particles are not spherical, but are flake-shaped or needle-shaped. The particle size actually determined, therefore, is the diameter of a sphere that would settle out of suspension at the same rate as the soil particle.

One of the most common sources of error involved in wet mechanical analysis is inadequate dispersion of the fine-grained soil particles. The laboratory technician may believe that he is determining the sizes of the individual particles, whereas in reality he may be measuring the sizes of flocs composed of several particles. To avoid flocculation, a small amount of an electrolyte, known as a *dispersing agent*, is added to the suspension. There is no way to determine by ordinary laboratory tests when ultimate dispersion has been obtained. It is, therefore, sometimes necessary to resort to several different methods of dispersion if there is reason to doubt the validity of the data obtained. It has been found that polyphosphate compounds are generally the most effective dispersing agents. Sodium hexa meta phos-

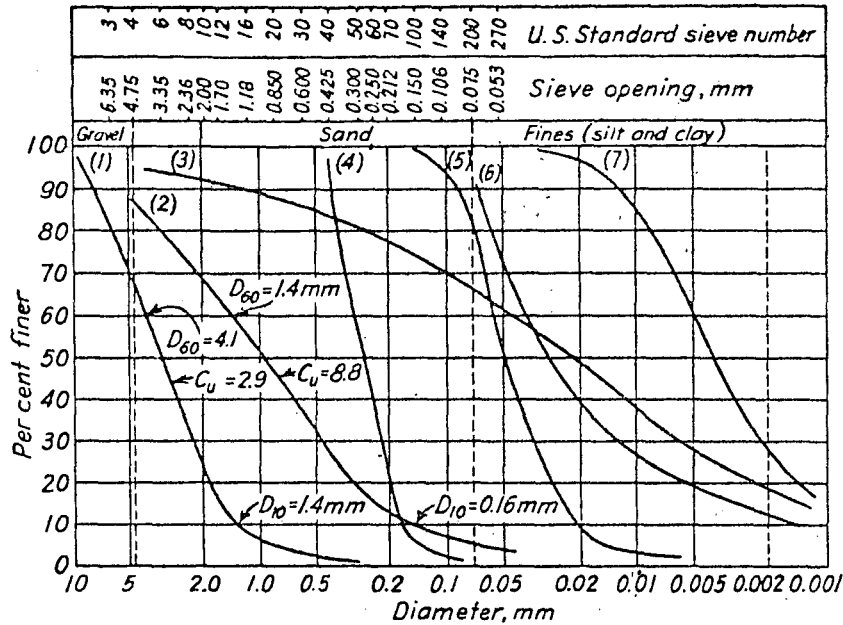


FIGURE 1.2. Typical particle-size distribution curves of natural soils. (1) Pea gravel, Castle Rock, Colo. (2) River gravel, Denver, Colo. (3) Glacial till, Peoria, Ill. (4) Sand, Grenada, Miss. (5) Glacial rock flour, Winchester, Mass. (6) Clayey silt, Smead, Mont. (7) Silty clay, Marathon, Ontario, Can.

phate is the most commonly used, but in some instances trisodium phosphate may produce more complete dispersion.

The use of the electron microscope enables the research investigator to determine the actual size and shape of fine-grained soil particles, but such refinement is neither economical nor practicable in the routine classification of soils.

The results of a mechanical analysis are usually presented in the form of a particle-size distribution curve. The percentage  $P$  of material finer than a given size is plotted as the ordinate to a natural scale, and the corresponding particle diameter  $D_P$ , in millimeters, is plotted as the abscissa to a logarithmic scale. A plot of this type has the advantage that materials of equal uniformity are represented by curves of identical shape whether the soil is coarse-grained or fine-grained. Moreover, the shape of the curve is indicative of the grading. Uniform soils are represented by nearly vertical lines, and well-graded soils by S-shaped curves that extend across several cycles of the logarithmic

scale. Figure 1.2 shows particle-size curves for soils of several types.

The particle-size characteristics of soils can be compared most conveniently by a study of certain significant numerical values derived from the distribution curves. The two most commonly used by engineers are designated as  $D_{10}$ , the *effective grain size*, and  $C_u = D_{60}/D_{10}$ , the *uniformity coefficient*. The effective size is the diameter of the particle corresponding to  $P = 10$  per cent on the particle-size plot. Hence, 10 per cent of the particles are finer and 90 per cent are coarser than the effective size (see Fig. 1.2). It is possible to have a gap-graded soil with a large uniformity coefficient which is actually composed of two uniformly graded fractions. The coefficient of curvature,  $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ , is a value that can be used to identify such soils as poorly graded. In well-graded gravels,  $C_u$  is greater than 4 and  $C_c$  is between 1 and 3. In well-graded sands,  $C_u$  is greater than 6 and  $C_c$  is between 1 and 3. (See ASTM Designation D-2487, Classification of Soils for Engineering Purposes.)

**Mineralogical Composition.** The most important grain property of fine-grained soil materials is the mineralogical composition. If the soil particles are smaller than about 0.002 mm, the influence of the force of gravity on each particle is insignificant compared with that of the electrical forces acting at the surface of the particle. A material in which the influence of the surface charges is predominant is said to be in the colloidal state. The colloidal particles of soil consist primarily of *clay minerals* that were derived from rock minerals by weathering, but that have crystal structures differing from those of the parent minerals.

The three most important groups of clay minerals are *smectite*, *illite*, and *kaolinite*. They are all crystalline hydrous aluminosilicates.

The results of studies using the electron microscope and X-ray diffraction techniques show that the clay minerals have a lattice structure in which the atoms are arranged in several sheets, similar to the pages of a book. The arrangement and the chemical composition of these sheets determine the type of clay mineral.

The basic building blocks of the clay minerals are the silica tetrahedron and the alumina octahedron. These blocks combine into tetrahedral and octahedral sheets to produce the various types of clays. *Two-layer minerals* have a single tetrahedral sheet joined to a single octahedral sheet to form what is called a 1:1 lattice structure. *Kaolinite* is a typical two-layer mineral. In *three-layer minerals* a single octahedral sheet

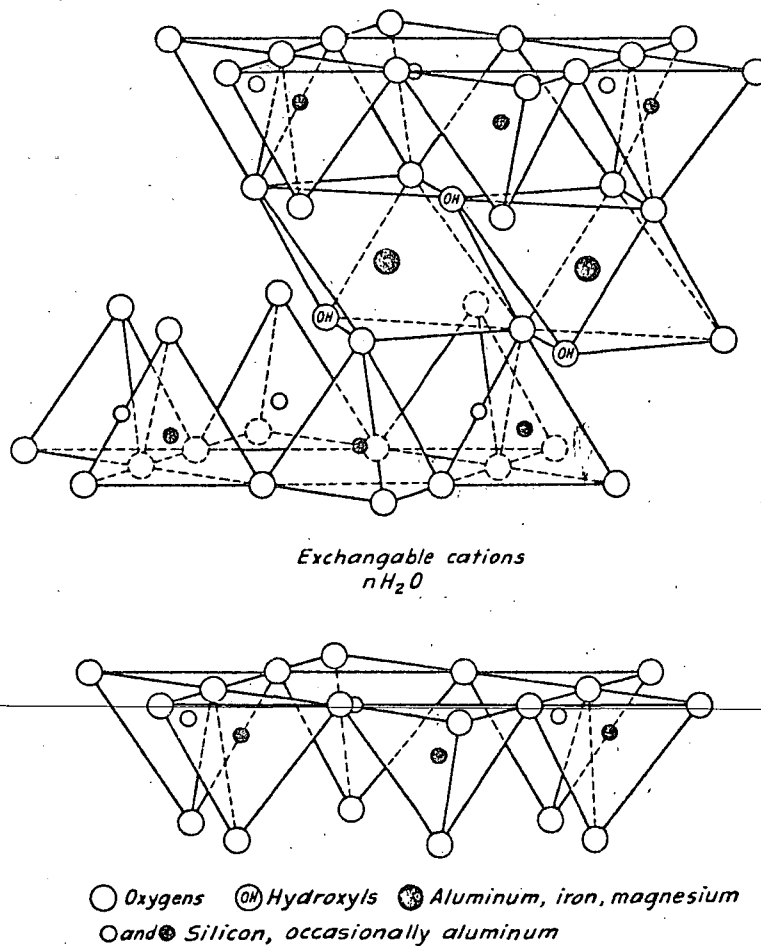


FIGURE 1.3. Diagrammatic sketch of the structure of montmorillonite (after Grim, 1962).

is sandwiched between two tetrahedral sheets to give a 2:1 lattice structure. Figure 1.3 is a diagrammatic sketch of the structure of montmorillonite, one of the smectites, representative of the 2:1 lattice. The structure of illite is similar, but some of the silicon atoms are replaced by aluminum and, in addition, potassium ions are present between the tetrahedral sheets of adjacent crystals.

The differences in the structural configuration of the clay lattices together with variations caused by the substitution of other atoms for silicon and aluminum lead to differences in the intensity of electrical charges that exist on the surfaces of various kinds of clays. These in turn lead to differences in chemical properties, as discussed in Art. 1.7.

### 1.6 Weight-Volume Relationships of Soil Aggregate

*Definitions.* The looseness or denseness of a soil sample may be determined quantitatively in the laboratory. The terms porosity, void ratio, and relative density are commonly used to define the density of the sample. Figure 1.4 is a diagram of a soil sample in a sealed container as it would look if the solid, liquid, and gaseous phases could be segregated. The volume of solids is designated by the symbol  $V_s$ , the volume of water by  $V_w$ , and the volume of gas by  $V_g$ . Since the relationship between  $V_g$  and  $V_w$  usually changes with groundwater conditions as well as under imposed loads, it is convenient to designate all the volume not occupied by solid material as void space,  $V_v$ . If the total

volume of the sample is designated as  $V$ , then the *porosity* is defined by the equation

$$\text{Porosity, } n = V_v/V \quad 1.1$$

Usually this value is expressed as a percentage. As a soil is compressed, the values of both the numerator and the denominator of the preceding equation change. It is convenient in many of the calculations necessary in settlement computations to refer the void space to an unchanging denominator. For this reason the quantity known as *void ratio* is commonly used. It is defined as

$$\text{Void ratio, } e = V_v/V_s \quad 1.2$$

One of the most important index properties of fine-grained soils is its *water content*,  $w$ . It is defined as

$$\text{Water content, } w(\%) = 100W_w/W_s \quad 1.3$$

In this equation,  $W_w$  is the weight of water and  $W_s$  is the weight of oven-dry solid matter. The weight of water is referred to the unchanging quantity  $W_s$  rather than to the total weight of the sample. As the temperature of a drying mixture of soil and water is increased, the mixture continues to lose moisture until at rather high temperatures the minerals that constitute the soil break down and lose their water of constitution. For this reason comparisons of water contents are meaningless unless the temperature at which the soil is dried is standardized. The standard oven temperature is 105 to 115°C.

Many soils below the water table and

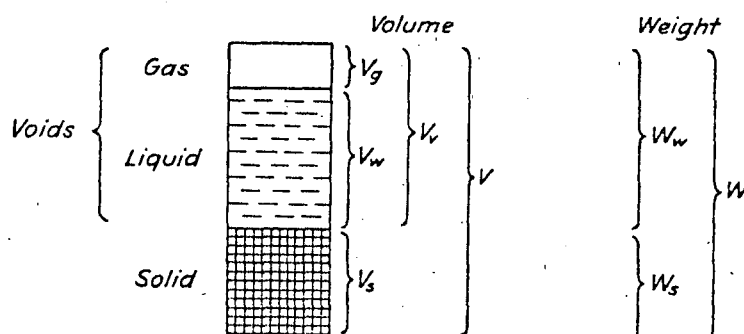


FIGURE 1.4. Diagram of a sample of soil illustrating meaning of symbols used in weight-volume relationships.

some fine-grained soils above it are in a saturated condition. However, the voids of most soils above the water table are filled partly with water and partly with air. Even some submerged soils have a significant air or gas content. The *degree of saturation* is defined as

Degree of saturation,

$$S_r(\%) = 100V_w/V_v \quad 1.4$$

Thus, at a degree of saturation of 100 per cent all of the void space is filled with water.

The weight per unit of volume or *unit weight*  $\gamma$  is one of the most important physical properties of a soil. It must be known, for example, before computations of earth pressure or overburden pressure can be made. By definition

$$\text{Unit weight, } \gamma = W/V \quad 1.5$$

wherein  $W$  is the total weight of the soil including the soil moisture and  $V$  is the total volume. It is convenient to indicate particular values of unit weight by means of subscripts. If the soil is completely saturated, that is, if  $V_a = 0$ , its unit weight is designated by  $\gamma_{sat}$ . If the soil is oven-dry, its unit weight is denoted by  $\gamma_d$ , designated as *dry unit weight* or *dry density*, and is defined as

$$\text{Dry unit weight, } \gamma_d = W_s/V \quad 1.6$$

If the water content is known, the dry density of a moist sample can be computed as

$$\gamma_d = \frac{100W}{(100 + w)V} = \frac{100\gamma}{100 + w} \quad 1.6a$$

In studies of the compaction of soils it is sometimes useful to compute the dry unit weight that would be obtained if the volume of a moist sample were decreased by exclusion of the air until the degree of saturation of the sample just reached 100 per cent. This condition is designated as *zero air voids*. The corresponding unit weight,

Dry unit weight at zero air voids,

$$\gamma_z = \frac{W_s}{V_w + V_s} \quad 1.7$$

In practice, it is often inconvenient to determine the value of  $\gamma$  directly from measurements of the total weight and total volume. It is more commonly determined indirectly by computation based on a knowledge of the *unit weight of the solid constituents*  $\gamma_s$ . This quantity is defined as

Unit weight of solid constituents,

$$\gamma_s = W_s/V_s \quad 1.8$$

It is often preferable to deal with the *specific gravity of the solid constituents*  $G$ , defined as

Specific gravity of solid constituents,

$$G = \gamma_s/\gamma_w \quad 1.9$$

Table 1.3 Specific Gravity of Most Important Soil Constituents<sup>a</sup>

|                              |           |                   |         |
|------------------------------|-----------|-------------------|---------|
| Gypsum                       | 2.32      | Dolomite          | 2.87    |
| Montmorillonite <sup>b</sup> | 2.65-2.80 | Aragonite         | 2.94    |
| Orthoclase                   | 2.56      | Biotite           | 3.0-3.1 |
| Kaolinite                    | 2.6       | Augite            | 3.2-3.4 |
| Illite <sup>b</sup>          | 2.8       | Hornblende        | 3.2-3.5 |
| Chlorite                     | 2.6-3.0   | Limonite          | 3.8     |
| Quartz                       | 2.66      | Hematite, hydrous | 4.3±    |
| Talc                         | 2.7       | Magnetite         | 5.17    |
| Calcite                      | 2.72      | Hematite          | 5.2     |
| Muscovite                    | 2.8-2.9   |                   |         |

<sup>a</sup> From E. S. Larsen and H. Berman, *The Microscopic Determination of the Non-Opaque Minerals*, second edition, U. S. Department of the Interior, Bull. 848, Washington, 1934.

<sup>b</sup> From R. E. Olson and G. Mesri (1970). "Mechanisms Controlling the Compressibility of Clays," *ASCE J. Soil Mech.*, 96, No. SM6.

Table 1.4 Porosity, Void Ratio, and Unit Weight of Typical Soils in Natural State

| Description                                           | Porosity<br>( <i>n</i> ) | Void<br>Ratio<br>( <i>e</i> ) | Water<br>Content<br>( <i>w</i> ) <sup>a</sup> | Unit Weight  |                  |            |                |
|-------------------------------------------------------|--------------------------|-------------------------------|-----------------------------------------------|--------------|------------------|------------|----------------|
|                                                       |                          |                               |                                               | g/cu cm      |                  | lb/cu ft   |                |
|                                                       |                          |                               |                                               | $\gamma_d^b$ | $\gamma_{sat}^c$ | $\gamma_d$ | $\gamma_{sat}$ |
| 1. Uniform sand, loose                                | 0.46                     | 0.85                          | 32                                            | 1.43         | 1.89             | 90         | 118            |
| 2. Uniform sand, dense                                | 0.34                     | 0.51                          | 19                                            | 1.75         | 2.09             | 109        | 130            |
| 3. Mixed-grained sand, loose                          | 0.40                     | 0.67                          | 25                                            | 1.59         | 1.99             | 99         | 124            |
| 4. Mixed-grained sand, dense                          | 0.30                     | 0.43                          | 16                                            | 1.86         | 2.16             | 116        | 135            |
| 5. Windblown silt (loess)                             | 0.50                     | 0.99                          | 21                                            | 1.36         | 1.86             | 85         | 116            |
| 6. Glacial till, very mixed-grained                   | 0.20                     | 0.25                          | 9                                             | 2.12         | 2.32             | 132        | 145            |
| 7. Soft glacial clay                                  | 0.55                     | 1.2                           | 45                                            | 1.22         | 1.77             | 76         | 110            |
| 8. Stiff glacial clay                                 | 0.37                     | 0.6                           | 22                                            | 1.70         | 2.07             | 106        | 129            |
| 9. Soft slightly organic clay                         | 0.66                     | 1.9                           | 70                                            | 0.93         | 1.58             | 58         | 98             |
| 10. Soft very organic clay                            | 0.75                     | 3.0                           | 110                                           | 0.68         | 1.43             | 43         | 89             |
| 11. Soft montmorillonitic clay<br>(calcium bentonite) | 0.84                     | 5.2                           | 194                                           | 0.43         | 1.27             | 27         | 80             |

<sup>a</sup> *w* = water content when saturated, in per cent of dry weight.

<sup>b</sup>  $\gamma_d$  = dry unit weight.

<sup>c</sup>  $\gamma_{sat}$  = saturated unit weight.

where  $\gamma_w$  is the unit weight of water, taken as 1 g/cu cm in the metric system or 62.5 lb/cu ft in the English system. The value of  $\gamma_w$  or  $G$  may be determined by test in the laboratory, but it can usually be estimated with sufficient accuracy. For routine computations, the value of  $G$  for sands may be taken as 2.65. Tests on a large number of clay soils have indicated that the value of  $G$  usually falls in the range from 2.5 to 2.9 with an average value of about 2.7.

Table 1.3 gives the specific gravity of the most important soil constituents. It may be of assistance in estimating the value of  $G$  for a soil of known mineral composition.

Typical values of porosity, void ratio, and unit weight of various soils are listed in Table 1.4.

**Density of Soil Aggregate.** The behavior of any soil is influenced to a considerable extent by its relative looseness or denseness. In this respect, however, a distinction is necessary between coarse-grained cohesionless soils and cohesive materials. In a mass of coarse-grained soil most of the grains touch several others in point-to-point contact and efforts

to densify the mass can reduce the void ratio only through rearrangement or crushing of the particles. On the other hand, the densification of fine-grained soil, especially clay, depends on other factors such as cohesion and the presence of water films on the particle surfaces.

The void ratio or porosity of any soil usually does not in itself furnish a direct indication of its behavior under load or during excavation. Of two coarse-grained soils at the same void ratio, one soil may be in a dense state whereas the other may be loose. Thus, the relative density of a coarse-grained material is much more significant than the void ratio alone. The relative density can be expressed numerically by the *density index*,  $I_d$ , defined as

$$\text{Density index, } I_d = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad 1.10$$

in which  $e_{\max}$  is the void ratio of the soil in its loosest state,  $e$  is the actual void ratio, and  $e_{\min}$  is the void ratio in the densest possible state. Hence,  $I_d \approx 1.0$  for a very dense soil and 0 for a very loose soil.

In practice, the relative density of granular soils is usually judged indirectly by penetration or load tests (Arts. 5.4 and 5.5), because direct measurement of the void ratio of a soil in the field is not convenient. However, if  $e$  is known, the values of  $e_{max}$  and  $e_{min}$  can be determined in the laboratory. The loosest state can usually be created by allowing the dust-dry material to fall into a container from a funnel held in such a way that the free fall is about  $\frac{1}{2}$  in. If the material is silty, a looser state can sometimes be established by permitting the soil to settle through water. The densest state can usually be achieved by packing the soil into a container by means of a combination of static pressure and vibration or sometimes by "raining" the sand from such a height that the impact of the falling grains compacts the surface layer.

Standard ASTM procedures describe several means of producing  $e_{min}$ . Because different procedures lead to different void ratios for various materials, the numerical values of  $e_{max}$  and  $e_{min}$  cannot always be determined definitively. Consequently, the value of  $I_d$  always involves uncertainties and should be accompanied by descriptions of the manner in which  $e_{max}$  and  $e_{min}$  were ascertained.

For a soil containing appreciable amounts

of silt or clay, the density index loses its significance, because the values of  $e_{max}$  and  $e_{min}$  have no definite meaning. Yet many construction operations deal with such materials. Moreover, the beneficial effects of compacting such soils have been demonstrated by long experience. The need for a method of defining the degree of compaction led in the early 1930s to the development in California of a laboratory compaction test (Proctor, 1933). This test has been refined and standardized by ASTM and AASHTO as the *moisture-density relations test* (ASTM Designation D-698 or AASHTO Method T-99). Apparatus commonly used is illustrated in Fig. 1.5. It consists of a metal cylinder having a volume of  $\frac{1}{30}$  cu ft and an internal diameter of 4.0 in., together with a metal tamper having a weight of 5.5 lb and a circular face of 2-in. diameter. The soil is placed in the cylinder in three approximately equal layers. Each layer is compacted by 25 blows of the tamper falling freely through a distance of 12 in. (An alternative procedure permits the use of a 6.0-in. diameter mold having a volume of 0.075 cu ft; 56 blows of the standard hammer are applied to each of three layers.) After compaction, the soil is struck off level with the top of the cylinder, and the weight

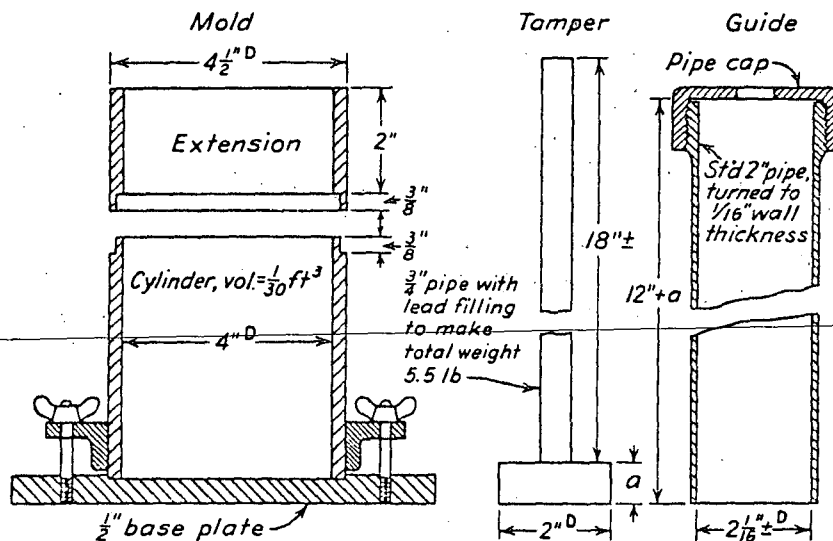


FIGURE 1.5. Apparatus used to determine moisture-density relations of soils (ASTM Method D-698, AASHTO Method T-99).

of the soil in the container is determined. A sample is then extracted from the middle of the compacted cylinder of soil for a moisture-content determination.

From the weight and volume of the soil in the container, the unit weight  $\gamma$  of the soil is computed. The measure of compaction, however, is the *dry unit weight*  $\gamma_d$ , the weight per cubic foot of the solid soil constituents in the container. The values of  $\gamma_d$  are determined for a series of samples of the soil, each of which has a different initial or placement water content. Ordinarily the first determinations are made with the soil in a fairly dry state; successive determinations are made on increasingly wetter soils until the weight of moist soil that can be packed into the mold has reached a maximum and starts to decrease.

The procedure described above, widely known as the *Standard Proctor* test, was developed to duplicate in the laboratory, as nearly as possible, the results that could be obtained by equipment commonly used in the 1930s for compaction of soils in the field. Since that time, field compaction equipment has improved to the point where it is possible to produce higher dry unit weights by field compaction than by the Standard Proctor procedure. The greater compaction is often required in the construction of airfields and high dams. For this reason, other moisture-density relations tests have been adopted in connection with higher compactive efforts. The most common of these, sometimes referred to as the *modified AASHO* test, but more properly designated as ASTM Method D-1557 or AASHO Method T-180, can also be made with the same mold shown in Fig. 1.5. The face of the tamper has the same dimensions, but the weight of the tamper is increased to 10 lb and the height of fall to 18 in. Furthermore, the soil is compacted by 25 blows on each of five layers instead of three. (The 6.0-in. diameter mold may be used as an alternative; the number of blows per layer is then increased to 56.)

The results of the tests are represented by moisture-density curves in which  $\gamma_d$  for each determination is plotted against the corresponding value of the placement moisture

content  $w$ . The ordinate of the peak of the curve is designated the *maximum dry density*  $\gamma_{max}$ , or *100 per cent compaction*, and the abscissa the *optimum water content* or *optimum moisture content*  $w_{opt}$ . Figure 1.6 shows the compaction curves obtained on a glacial till by the two different methods of compaction. The relation between dry unit weight  $\gamma_z$  at zero air voids and placement water content  $w$  is also shown. Since the line representing this relation corresponds to 100 per cent saturation, it must lie to the right of all points on any moisture-density curve for the soil.

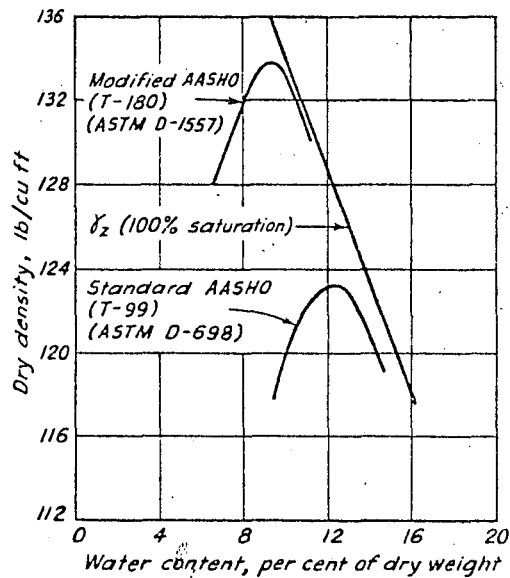


FIGURE 1.6. Moisture-density relations for a glacial till obtained using two different compaction efforts.

The two ASTM procedures for performing compaction tests lead, as illustrated by Fig. 1.6, to two different moisture-density relations for the same soil. Similarly, still different curves would be obtained in the field, depending on such variables as type, weight, and number of passes of compaction equipment, or thickness of layers being compacted. Hence, such terms as optimum moisture content or 100 per cent compaction do not represent unique properties of a particular soil, but depend also on the compaction procedure. For this reason, the pro-



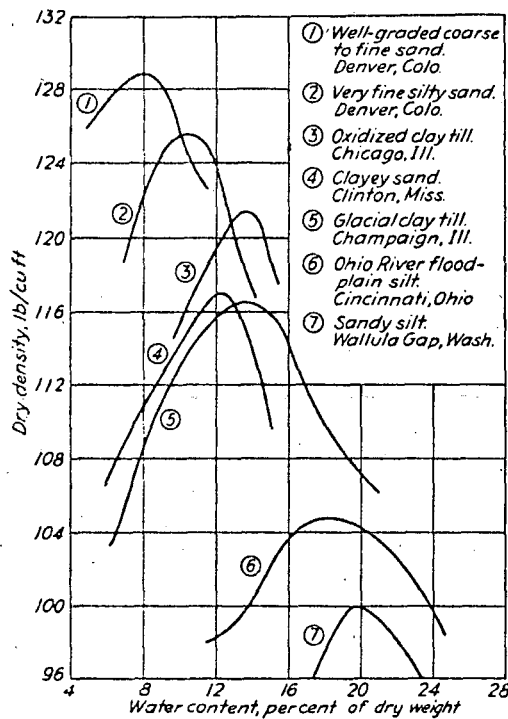


FIGURE 1.7. Moisture-density relations for various types of soil as determined by ASTM Method D-698.

cedure must always be defined when values of  $w_{opt}$  or  $\gamma_{max}$  are given.

Nevertheless, the type of soil is the major variable in establishing the moisture-density relations. The influence on the results of tests performed on several different soils in accordance with ASTM Method D-698 is illustrated in Fig. 1.7. It is apparent that not only the shapes but also the positions of the curves change as the texture of the soils varies from coarse to fine.

Since a major purpose of the laboratory moisture-density relations test is to control the compaction of soil in the field, tests of the field-compacted soil must always be carried out to check whether or not the desired density has been achieved. Specifications for placing compacted fill vary depending on the type of loadings to which the soil will be subjected. Commonly, specifications require that dry densities be obtained that are at least equal to 95 per cent of maximum dry density determined on the basis of ASTM Method D-698. This may be re-

ferred to as 95 per cent Standard AASHTO compaction. Subgrades for heavily loaded airfield pavements usually have to be compacted to 98 per cent Modified AASHTO (ASTM D-1557). Seldom can such rigid specifications be met unless the water content of the soil is close to the appropriate optimum. In fact, it should be apparent from a study of Fig. 1.6 that no amount of compaction applied to a soil can produce at a given water content a density any greater than that indicated by the  $\gamma_s$  line. Thus, if the glacial till were at a natural water content of 16 per cent, the upper limit of its dry density would be about 118 lb/cu ft. To produce a density near the standard AASHTO maximum, the soil would have to be dried to about 14 per cent or for a density near the modified to about 10 per cent.

The density of a compacted soil in place is determined by a field density check test. Two procedures are most commonly employed. In both procedures the surface of the soil at the test site is first leveled and a hole of 3- to 5-in. diameter is carefully dug nearly through the compacted layer. The sides of the hole should be made as smooth as possible and all of the soil removed must be carefully saved. The moist soil removed should be accurately weighed before any water can evaporate and a relatively large sample taken for water content determination. The volume of the hole is then determined by (1) filling it with a calibrated dry uniform sand through a special sand-cone device (ASTM D-1556, AASHTO T-147) or (2) by forcing into it a water-filled rubber balloon from a calibrated container reading volume directly (ASTM D-2167). In the sand-cone method the volume of the hole is determined from the difference in weight of the container and sand-cone before and after filling the hole and from a knowledge of the unit weight that the sand assumes when it falls freely from the container. Thus, a balance and a supply of clean dry sand must be available at the test site. The in-place wet density of the soil is computed by dividing the weight of the soil removed by the volume of the hole. This is converted to dry density by eq. 1.6a. The per cent compac-

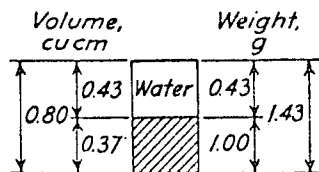
tion is then defined as a ratio, multiplied by 100, of the field dry density to  $\gamma_{max}$  for the soil as determined in the laboratory. It is emphasized that, unlike the definition of density index, the definition of per cent compaction is arbitrary in that it depends on the details of the test procedure. Moreover, the strength of a given soil, either during or after compaction, is not related in any simple way to the per cent compaction.

The field moisture content and density can also be determined with nuclear moisture and density meters placed on a smooth surface of compacted soil. Such instruments have a considerable advantage over the more conventional methods in the short time required to make a test. As yet such instruments are quite expensive and are often plagued with errors due to faulty calibration or lack of proper adjustment. In spite of these disadvantages the use of nuclear meters is growing rapidly since they make possible many more tests in a given time and thus provide closer control of field compaction.

*Relationships Among Soil Aggregate Properties.* The various aggregate properties discussed in this article are interrelated and can be computed in terms of each other by algebraic expressions. However, it is usually more expeditious to carry out any necessary computations with the aid of the diagram, Fig. 1.4, and the defining equations for the various quantities. The simplicity of this procedure will become apparent upon study of the illustrative problems that follow.

**ILLUSTRATIVE PROBLEMS**

1. A sample of soft saturated clay has a natural water content of 43 per cent. The specific gravity of the solid matter is 2.70.



What are the void ratio, the porosity, and the saturated unit weight of the soil?

*Solution.* Inasmuch as the soil is completely saturated, the accompanying sketch represents the weight-volume relationships. Since the water content is known, the quantities on the right-hand side of the diagram may be set down immediately, on the assumption that  $W_s = 1.0$  g.

The volume of solids is then computed and recorded on the left side. It is equal to  $1.00/2.70 = 0.37$  cu cm. Since water has a specific gravity of unity, the volume of water may be recorded as 0.43 cu cm. Hence, the total volume may be taken as  $0.43 + 0.37 = 0.80$  cu cm. Then, by definition,

$$e = V_v/V_s = 0.43/0.37 = 1.16$$

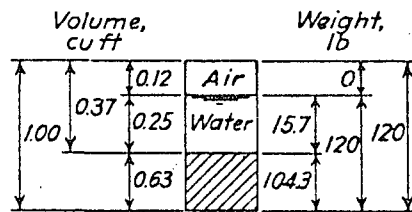
$$n = V_v/V = 0.43/0.80 = 0.51$$

$$\gamma_{sat} = W/V = 1.43/0.80 = 1.79 \text{ g/cu cm}$$

or

$$\gamma_{sat} = 1.79 \times 62.5 = 112 \text{ lb/cu ft}$$

2. A sample of sand above the water table was found to have a natural moisture content of 15 per cent and a unit weight of 120 lb/cu ft. Laboratory tests on a dried sample indicated values of  $e_{min} = 0.50$  and  $e_{max} = 0.85$  for the densest and loosest states, respectively. Compute the degree of saturation and the density index. Assume  $G = 2.65$ .



*Solution.* In this problem the total volume may conveniently be taken as 1 cu ft, whence the total weight is 120 lb. This is also the weight of soil plus water. These values may be written in a sketch, as shown.

Since the water content is 15 per cent, we may write, by definition,

$$w = W_w/W_s = 0.15$$

or

$$W_w = 0.15W_s$$

Moreover, since  $W_w + W_s = 120$  lb, we may write

$$0.15W_s + W_s = 120$$

whence  $W_s = 120/1.15 = 104.3$  lb  
 and  $W_w = 120 - 104.3 = 15.7$  lb

These values may now be inscribed on the right side of the diagram.

The volume of solids is

$$\frac{104.3}{2.65 \times 62.5} = 0.63 \text{ cu ft}$$

and the volume of water is

$$15.7/62.5 = 0.25 \text{ cu ft}$$

By difference, the volume of air is  $1.0 - (0.63 + 0.25) = 0.12$  cu ft. The volume of voids is, therefore, 0.37 cu ft.

By definition, the degree of saturation is

$$S_r = 100 \frac{V_w}{V_v} = 100 \times \frac{0.25}{0.37} = 68 \text{ per cent}$$

By definition, the void ratio is

$$e = V_v/V_s = 0.37/0.63 = 0.59$$

and the density index is

$$I_d = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{0.85 - 0.59}{0.85 - 0.50} = \frac{0.26}{0.35} = 0.74$$

3. A sample of soil compacted according to the Standard Proctor test has a unit weight of 131.1 lb/cu ft at 100 per cent compaction and at the optimum water content of 14.0 per cent. What is the dry density? What is the dry unit weight at zero air voids? If the voids became filled with water, what would be the saturated unit weight? Assume that the solid matter has a specific gravity of 2.67.

on the assumption that the total volume is 1 cu ft.

Since the water content is 14.0 per cent, we may write, by definition,

$$W_w = 0.140W_s$$

and since

$$W_w + W_s = 131.1 \text{ lb}$$

$$0.140W_s + W_s = 131.1$$

$$W_s = 131.1/1.140 = 115.0 \text{ lb}$$

$$\text{and } W_w = 131.1 - 115.0 = 16.1 \text{ lb}$$

by definition

$$\gamma_d = W_s/V = 115/1 = 115 \text{ lb/cu ft}$$

(This value may also be determined by use of eq. 1.6a.) The volume of solids is

$$\frac{115}{2.67 \times 62.5} = 0.69 \text{ cu ft}$$

The volume of voids is then  $1.00 - 0.69 = 0.31$  cu ft.

The volume of water is  $16.1/62.5 = 0.26$  cu ft.

The volume of air is then  $0.31 - 0.26 = 0.05$  cu ft.

If all of the air were squeezed out of the sample the dry unit weight at zero air voids would be, by definition,

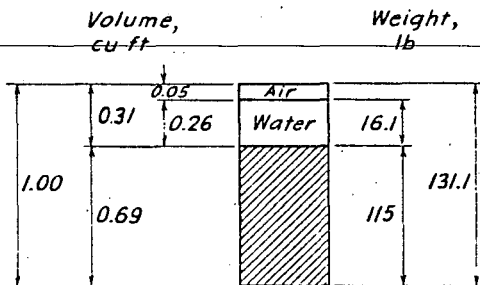
$$\gamma_s = \frac{115}{0.69 + 0.26} = 121.1 \text{ lb/cu ft}$$

On the other hand, if the voids were filled with water, the weight of the water would be

$$0.31 \times 62.5 = 19.4 \text{ lb}$$

and the saturated unit weight would be

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{115 + 19.4}{1} = 134.4 \text{ lb/cu ft}$$



Solution. The conditions may be represented by the accompanying sketch drawn

### 1.7. Structure and Consistency of Soil Aggregate

*Primary and Secondary Structure.* The primary structure of a soil refers to the arrangement of the grains. This arrangement is usually developed during the processes of sedimentation or rock weathering. In addition, various discontinuities may arise subsequent to the deposition or formation of the soil. These

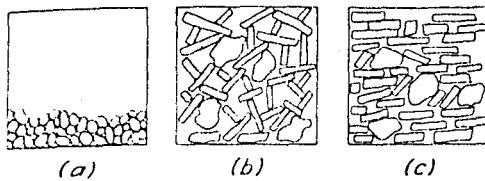


FIGURE 1.8. Diagram illustrating (a) dense single-grained structure, (b) a flocculated structure, and (c) a dispersed structure.

constitute the *secondary structure* of the deposit. They correspond to such phenomena as the development of systems of joints in sedimentary rocks.

The primary structure of a soil may be described as *single-grained*, *flocculated*, or *dispersed*. In a single-grained structure (Fig. 1.8a), each grain touches several of its neighbors in such a way that the aggregate is stable even if there are no forces of adhesion at the points of contact between the grains. The arrangement may be dense or loose, and the properties of the aggregate are greatly influenced by the denseness or looseness.

Figures 1.8b and 1.8c represent concepts of the structure of fine-grained soils. The oval-shaped particles represent silt grains whereas the flat-sided particles represent clay mineral platelets. In the *flocculated* structure (Fig. 1.8b), the edge or corner of one clay platelet tends to be attracted to the flat face of another. Consequently, the particles assume a loose but fairly stable structure that can be maintained as long as the electrical charges on the edges of the platelets remain opposite in sign to those on the faces. The degree of looseness of this arrangement depends at least in part on the nature and amount of electrolytes present during sedimentation. In the *dispersed* structure (Fig. 1.8c), the edges, corners, and faces of the clay platelets have like electrical charges. Thus, the particles repel each other and assume nearly parallel positions. Even though the dispersed structure may be quite loose at the time of sedimentation, pressure can force the adjacent platelets into a dense state more readily than if they possessed the flocculated structure (Fig. 1.8b).

The principal types of secondary structure are *cracks*, *joints*, *slickensides*, and *concretions*. Cracks and joints are commonly formed as a result of desiccation sometime after the deposition of the material. Slickensides are polished surfaces in stiff clays that have experienced differential movement or expansion. Concretions are accumulations of carbonates or iron compounds. All these features disrupt the continuity of the soil mass and may impart to it properties significantly different from those of intact samples taken from the deposit.

*Consistency and Sensitivity.* Undoubtedly the most significant index property of fine-grained soils in the natural state is the *consistency*. The consistency of natural cohesive soil deposits is expressed qualitatively by terms such as *soft*, *medium*, *stiff*, and *hard*. The meaning of these terms, however, varies widely in different parts of the country, depending on whether the local soils are generally hard or generally soft. Rather than rely on such vague terms, the engineer should develop his ability to estimate the compressive strength of the soil.

Quantitatively the consistency of an undisturbed cohesive soil may be expressed by the *unconfined compressive strength*  $q_u$ . In the unconfined compressive strength test a prism or cylinder of soil having a height of  $1\frac{1}{2}$  to 2 times the average diameter is loaded to failure, in simple compression, quickly enough that the water content of the soil does not change. The equipment illustrated in Fig. 1.9 is commonly used for the test. Simultaneous observations are made of the load and of the vertical shortening. The failure load or, if the sample does not fail outright, the load required to produce 20 per cent strain is expressed as the load per unit of cross-sectional area, in tons per square foot or kilograms per square centimeter. Table 1.5 indicates the relationship between the qualitative terms describing consistency and the quantitative values of the unconfined compressive strength. If equipment for making compression tests is not available, a rough estimate can be based

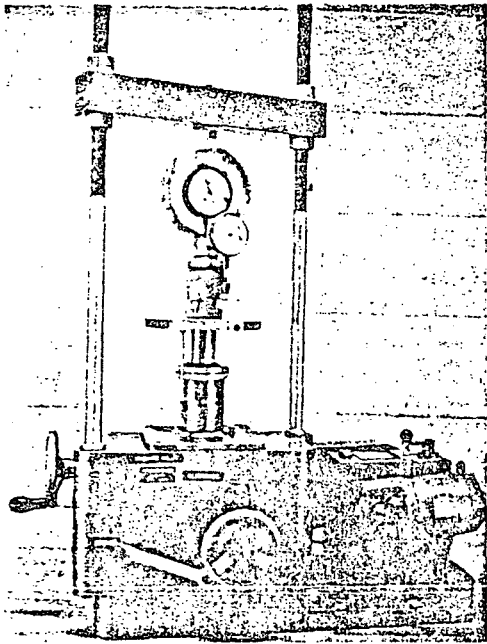


FIGURE 1.9. Type of apparatus commonly used to determine the unconfined compressive strength of samples of soil.

on the simple field tests suggested in the table.

When a sample of undisturbed clay is kneaded in the hands at unaltered water content, it usually becomes softer. This characteristic may be investigated by remolding without loss of water a sample of soil previously tested in unconfined compression, packing the remolded material into a cylindrical mold, extruding the re-

molded sample, and testing it in unconfined compression. The ratio

$$S_t = \frac{q_u \text{ undisturbed}}{q_u \text{ remolded}} \quad 1.11$$

is known as the *sensitivity* of the clay.

Some clays with such secondary structural characteristics as cracks, joints, or slickensides may have sensitivities less than 1. The sensitivity of most other clays exceeds 1 but is not greater than about 8. Natural soils having values of sensitivity greater than 4 are known as *sensitive* clays, and, if the sensitivity exceeds 8, as *extrasensitive* clays. If the sensitivity exceeds 15 such clays are described as *quick*. These should be treated with care during construction operations because disturbance tends to transform them, at least temporarily, into viscous liquids. Before remolding, highly sensitive clays may have a loose flocculated structure (Fig. 1.8b), whereas remolding may produce a dispersed structure (Fig. 1.8c).

If a sample of remolded clay is allowed to stand without further disturbance and without change in water content, it may regain at least part of its original strength and stiffness. This increase in strength is due to the gradual reorientation of the adsorbed molecules of water, and is known as *thixotropy*.

*Atterberg Limits*. If the water content of a thick suspension of clay is gradually reduced, the clay-water mixture passes from a

Table 1.5 Qualitative and Quantitative Expressions for Consistency of Clays

| Consistency | Field Identification                                            | Unconfined Compressive Strength $q_u$ (tons/sq ft) |
|-------------|-----------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------|
| Very soft   | Easily penetrated several inches by fist                        | Less than 0.25                                     |
| Soft        | Easily penetrated several inches by thumb                       | 0.25-0.5                                           |
| Medium      | Can be penetrated several inches by thumb with moderate effort  | 0.5 -1.0                                           |
| Stiff       | Readily indented by thumb but penetrated only with great effort | 1.0 -2.0                                           |
| Very stiff  | Readily indented by thumbnail                                   | 2.0 -4.0                                           |
| Hard        | Indented with difficulty by thumbnail                           | Over 4.0                                           |

liquid state through a plastic state and finally into a solid state.

It has been found that the water contents corresponding to the transitions from one state to another usually differ for clays having different physical properties in the remolded state, and are approximately equal for clays having similar physical properties. Therefore, the limiting water contents may serve as index properties useful in the classification of clays.

The significance of the limiting water contents for each physical state was first suggested by A. Atterberg in 1911. Hence, these limits are commonly known as the *Atterberg limits*, and the tests required to determine them are the *Atterberg-limit tests*. Actually, as the soil-water mixture passes from one state to another, there is no abrupt change in the physical properties. The limit tests, therefore, are arbitrary tests that have been adopted to define the limiting values.

Above the *liquid limit*  $w_L$ , the soil-water system is a suspension. Below the liquid limit and above the *plastic limit*  $w_P$ , the soil-water system is said to be in a plastic state. In this state the soil may be deformed or remolded without the formation of cracks and without change in volume. The range of water content over which the soil-water system acts as a plastic material is frequently referred to as the *plastic range*, and the numerical difference between the liquid limit and the plastic limit is called the *plasticity index*  $I_P$  (often designated PI):

$$\text{Plasticity index, } I_P = w_L - w_P \quad 1.12$$

Somewhat below the plastic limit the soil-water system reaches the *shrinkage limit*  $w_S$ . Reduction of the water content by drying below the shrinkage limit is not accompanied by decrease in volume; instead, air enters the voids of the system and the material becomes unsaturated.

The Atterberg limits vary with the amount of clay present in a soil, on the type of clay mineral, and on the nature of the ions adsorbed on the clay surface. It has been pointed out (Art. 1.5) that differences in the atomic structure of clay minerals lead to differences in the electric charges on

the clay surfaces. The existence of such charges is indicated by the ability of clays to adsorb ions from solution. Cations (positive ions) are more readily adsorbed than anions (negative ions); hence, negative charges must be predominant on the clay surfaces. A cation, such as  $\text{Na}^+$ , is readily attracted from a salt solution and attached to the clay surface. However, the adsorbed  $\text{Na}^+$  ion is not permanently attached; it can be replaced by  $\text{K}^+$  ions if the clay is placed in a solution of potassium chloride  $\text{KCl}$ . The process of replacement by the excess cation is called *cation exchange*.

The cation exchange capacity of the different types of clay minerals may be measured by washing a sample of each with a solution of a salt not commonly found in nature, such as ammonium chloride  $\text{NH}_4\text{Cl}$ , and determining the amount of adsorbed  $\text{NH}_4^+$  by measuring the difference between the original and final concentration of the washing solution. It is convenient to express the cation exchange capacity in terms of the number of equivalent weights of an ion adsorbed per 100 g of clay mineral, since this factor is independent of the weight of each adsorbed ion and the number of charges associated with it.

Typical ranges of cation exchange capacities of various clay minerals are given in Table 1.6.

TABLE 1.6 Cation Exchange Capacity of Clay Minerals

| Clay Mineral    | Cation Exchange Capacity<br>Milliequivalents per 100 g |
|-----------------|--------------------------------------------------------|
| Kaolinite       | 3-15                                                   |
| Illite          | 10-40                                                  |
| Montmorillonite | 70-100                                                 |

Table 1.6 indicates that montmorillonites are about 10 times as active in adsorbing cations as kaolinites. Hence, a much smaller amount of montmorillonite than of kaolinite is required to impart the typical properties of a clay to a mixed-grained soil.

Table 1.7 Atterberg-Limit Values of Clay Minerals with Various Adsorbed Cations

| Cation          | Na <sup>+</sup> |                | K <sup>+</sup> |                | Ca <sup>++</sup> |                | Mg <sup>++</sup> |                |
|-----------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|------------------|----------------|------------------|----------------|
|                 | w <sub>L</sub>  | I <sub>P</sub> | w <sub>L</sub> | I <sub>P</sub> | w <sub>L</sub>   | I <sub>P</sub> | w <sub>L</sub>   | I <sub>P</sub> |
| Clay mineral    |                 |                |                |                |                  |                |                  |                |
| Kaolinite       | 29              | 1              | 35             | 7              | 34               | 8              | 39               | 11             |
| Illite          | 61              | 27             | 81             | 38             | 90               | 50             | 83               | 44             |
| Montmorillonite | 344             | 251            | 161            | 104            | 166              | 101            | 158              | 99             |

After W. A. White (1958).

Although the ability to adsorb water onto the surface of a clay mineral varies in the same order as the exchange capacity, it is also affected by the type of cations present. Therefore, certain relationships exist among soil-water properties such as the Atterberg limits, the type of clay mineral, and the nature of the adsorbed ions. Table 1.7 presents the liquid limits and plasticity indices of representatives of each group of clay minerals made homoionic to various ions. A comparison of Tables 1.6 and 1.7 reveals that there is indeed a correspondence between the cation exchange capacity of a clay and its soil-water properties as measured by the Atterberg limits. It is also apparent that the greater the cation exchange capacity of a clay the greater the effect of changing the adsorbed cation.

The type of clay mineral and the nature of the adsorbed ions are of significance in the chemical stabilization of soils, in drainage by electrical methods, and in other rather specialized problems. The necessary information can be obtained by such techniques as X-ray analysis. For most problems of foundation engineering, however, the influence of the mineralogical and chemical characteristics is reflected adequately in the values of the Atterberg limits.

The liquid limit and the plasticity index together constitute a measure of the plasticity of a soil. Soils possessing large values of  $w_L$  and  $I_P$  are said to be highly plastic or *fat*. Those with low values are described as slightly plastic or *lean*. The interpretation of liquid and plastic limit tests is greatly

facilitated by the use of the *plasticity chart* developed by A. Casagrande. In this chart (Fig. 1.10) the ordinates represent values of the plasticity index, and the abscissas represent values of the liquid limit. The chart is divided into six regions by the inclined line *A* having the equation  $I_P = 0.73(w_L - 20)$ , and the two vertical lines  $w_L = 30$  and  $w_L = 50$ . All soils represented by points above line *A* are inorganic clays; the plasticity ranges from low ( $w_L < 30$ ) to high ( $w_L > 50$ ) with increasing values of the liquid limit. Soils represented by points below line *A* may be inorganic silts, organic silts, or organic clays. If they are inorganic, they are said to be of low, medium, or high compressibility, depending on whether the liquid limit is below 30, between 30 and 50, or above 50. If they are organic silts, they are represented by points in the region corresponding to a liquid limit between 30 and

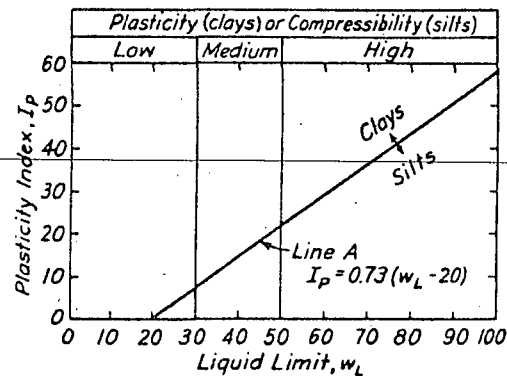


FIGURE 1.10. Plasticity chart (after A. Casagrande, 1948).

50 and, if they are organic clays, to a liquid limit greater than 50.

The distinction between organic and inorganic soils can usually be made by performing two liquid-limit tests on the same material, one starting with moist or air-dried soil, and the other with oven-dried soil. Oven-drying produces irreversible changes in organic constituents that significantly lower the liquid limit. If the liquid limit of the oven-dried sample is less than about 0.75 times that for the undried sample, the soil may usually be classed as organic. A few inorganic clay minerals and other fine-grained soil constituents also experience irreversible changes on oven-drying; hence, the identification cannot always be based on the results of the limit tests.

The natural water content of a clay is itself a useful index property. Of even greater significance, however, is the relation of the water content to the liquid and plastic limits. Those deposits having water contents close to the liquid limit are usually much softer than those with moisture contents close to the plastic limit. One of the most important index properties of natural clay deposits is, therefore, the *liquidity index*, defined by the equation

Liquidity index,

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} = \frac{w - w_P}{I_P} \quad 1.13$$

It may be seen that  $I_L$  is negative for soils having water contents less than the plastic limit. As the water content increases from the plastic limit to the liquid limit, the value of  $I_L$  increases from 0 to 1.0. If the water content is greater than the liquid limit, the liquidity index is greater than 1.0. The consistency of a clay in the remolded state may be estimated when the natural water content and limit values are known. The relationships are illustrated in Fig. 1.11.

None of the Atterberg-limit tests is difficult to perform, although a certain amount of experience is required to develop the technique necessary to obtain reproducible results. The liquid-limit test is commonly made by means of the mechanical apparatus designed by A. Casagrande (Fig. 1.12). A mixture of soil and water is placed in the cup, and a groove 2 mm wide at its base and 8 mm high is made in the center of the soil pat. The operator then turns the crank which lifts the cup to a height such that the point of contact between cup and base is 1 cm above the base. The cup then falls freely from this position. The soil is at the liquid limit if 25 blows are required to cause the lower edges of the groove to come into contact with each other for a length of about  $\frac{1}{2}$  in. The water content at this number of blows is the liquid limit.

The plastic limit test is performed by

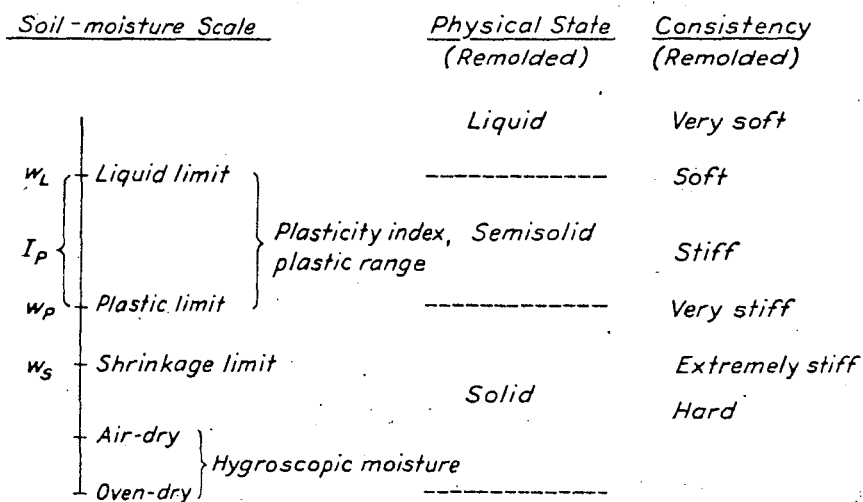


FIGURE 1.11. Diagram of the soil-moisture scale showing Atterberg Limits, corresponding physical state, and approximate consistency of remolded soil.



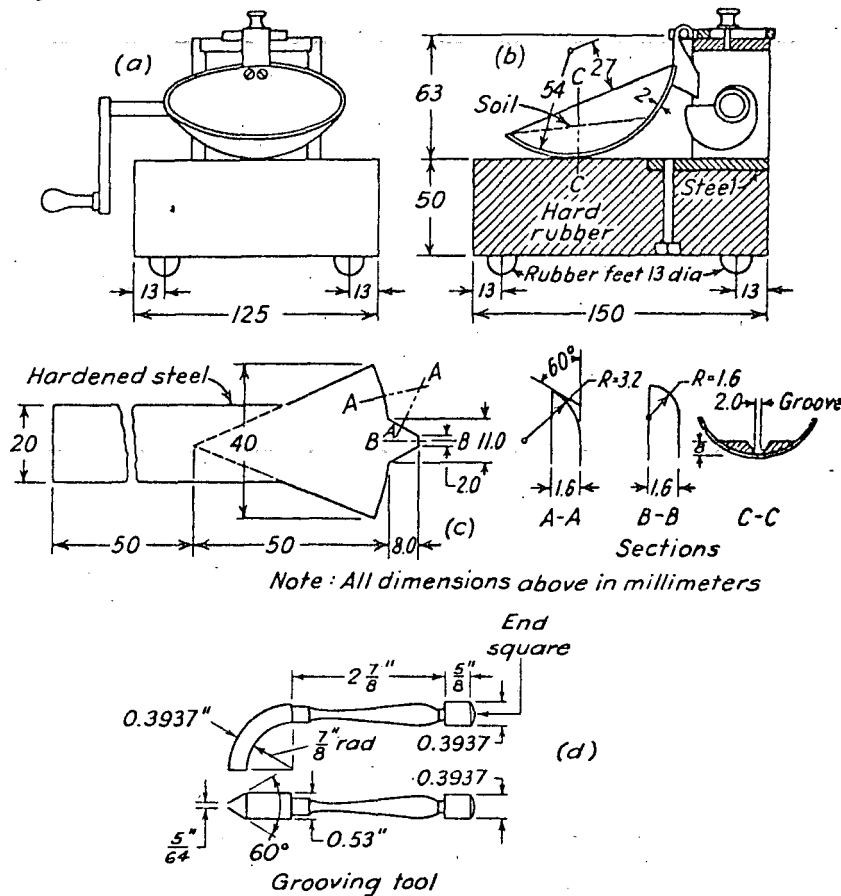


FIGURE 1.12. (a) and (b) Mechanical liquid limit device. (c) Casagrande's grooving tool. (d) Standard ASTM grooving tool.

rolling a sample of plastic soil into a thread with a diameter of  $\frac{1}{8}$  in. If the soil does not crumble, the thread is picked up, remolded, and rolled out again. This process is repeated until the thread just begins to crumble when it reaches the diameter of  $\frac{1}{8}$  in. The water content at which crumbling takes place is defined as the plastic limit.

The shrinkage limit of a soil is determined by preparing a sample of known volume at a moisture content above the liquid limit and by drying the sample in an oven. The weight and volume of the oven-dry sample are measured. From these data and the initial water content, a computation is made of the water content at which the dried sample would be just saturated. This water content is considered to be the shrinkage limit.

More detailed instructions for performing liquid limit, plastic limit, and shrinkage limit tests are given in standard ASTM Methods, D-423, D-424, and D-427.

### 1.8. Soil-Classification Systems

*Introduction.* Because the soil deposits of the world are infinitely varied, it has not been found possible to create a universal system of soil classification for dividing soils into various groups and subgroups on the basis of their important index properties. However, useful systems based on one or two index properties have been devised. Some of these systems are in such common use by workers in various fields involving soils that the engineer must have at least a general knowledge of them. At the same time it is essential to keep in mind that no system can

| Classification System      | Grain Size, mm |             |           |                     |               |       |        |
|----------------------------|----------------|-------------|-----------|---------------------|---------------|-------|--------|
|                            | 100            | 10          | 1         | 0.1                 | 0.01          | 0.001 | 0.0001 |
| Bureau of Soils, 1890-95   | Gravel         |             | Sand      |                     | Silt          | Clay  |        |
|                            | 1              |             | 0.05      |                     | 0.005         |       |        |
| Atterberg, 1905            | Gravel         | Coarse sand | Fine sand | Silt                | Clay          |       |        |
|                            | 2              |             | 0.2       | 0.02                | 0.002         |       |        |
| MIT, 1931                  | Gravel         | Sand        |           | Silt                | Clay          |       |        |
|                            | 2              |             | 0.06      |                     | 0.002         |       |        |
| U.S. Dept. Agr., 1938      | Gravel         | Sand        |           | Silt                | Clay          |       |        |
|                            | 2              |             | 0.05      |                     | 0.002         |       |        |
| AASHO, 1970                | Gravel         | Sand        |           | Silt                | Clay Colloids |       |        |
|                            | 75             | 2           |           | 0.075               |               | 0.002 | 0.001  |
| Unified 1953<br>ASTM, 1967 | Gravel         | Sand        |           | Fines (silt & clay) |               |       |        |
|                            | 75             | 4.75        |           | 0.075               |               |       |        |

FIGURE 1.13. Comparison of several common textural classification systems.

adequately describe any soil for all engineering purposes. Indeed, many systems ignore the properties that are the most important from the standpoint of the foundation engineer.

*Textural Systems.* Since the particle size is probably the most obvious characteristic of a soil, it is natural that the earliest classification systems should have been based on texture alone. Indeed, many such systems have been suggested. Several of the more common are shown in Fig. 1.13. The MIT and Unified systems are commonly used by foundation engineers, the AASHO system by highway engineers, and the Unified system by engineers charged with the design of dams and airfields.

To classify a soil according to a particular textural system, the particle-size distribution curve is usually plotted and the percentages by weight are calculated of the particles contained within each of the ranges of size specified in the system. Thus, a mixed-grained soil might be described as, "3 per cent gravel, 46 per cent sand, 17 per cent silt, and 34 per cent clay, according to the MIT classification."

In the textural method of classification

used by soil scientists of the U. S. Department of Agriculture, only three ranges of particle size are specified and material coarser than 2.0 mm is excluded. Hence the percentages of sand-, silt-, and clay-size particles can be represented by a triangular chart (Fig. 1.14). After these percentages have been determined for a given sample, the point representing this mechanical composition is located on the triangular chart and the soil is given the name assigned to the area in which the point is located. If the soil contains a significant quantity of material coarser than 2.0 mm, an appropriate adjective, such as gravelly or stony, is added to the textural name. Although the triangular chart does not reveal any properties of the soil other than particle-size distribution, it is widely used in various modified forms by workers in the fields of agriculture and highway engineering. Unfortunately the textural name derived from the chart does not always correctly express the physical characteristics of the soil. For example, since some clay-size particles are much less active than others, a soil described as clay on the basis of a textural system may have physical properties more typical of silt.

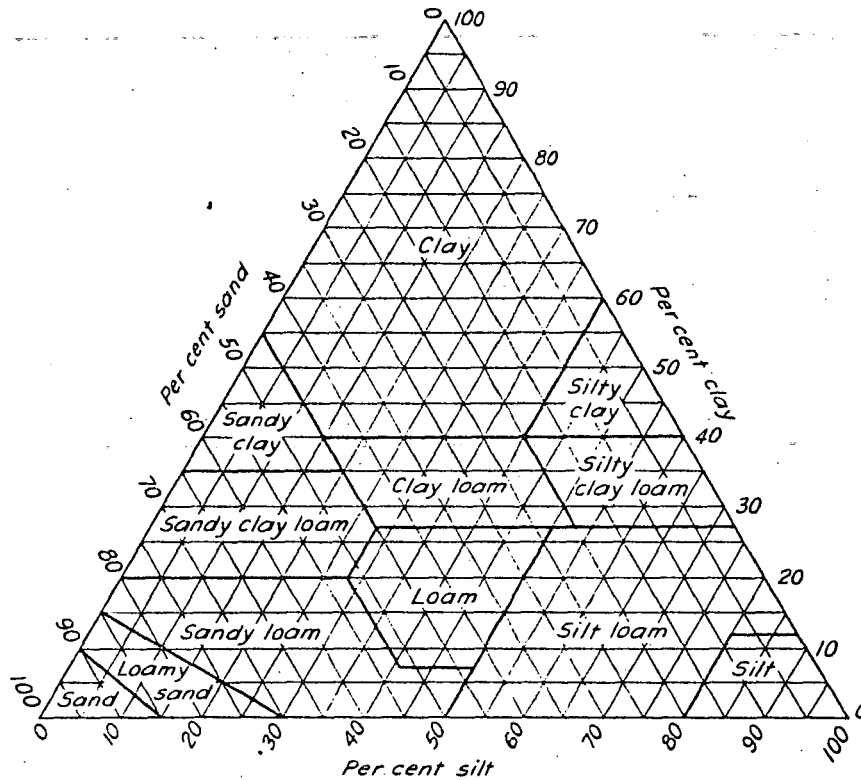


FIGURE 1.14. Triangular textural classification chart used by the U. S. Department of Agriculture.

**AASHO System.** About 1928 the Bureau of Public Roads introduced a soil-classification system still widely used by highway engineers. All soils were divided into eight groups designated by the symbols A-1 through A-8. Since it was believed that the soil best suited for the subgrade of a highway is a well-graded material composed largely of sand and gravel, but containing a small amount of excellent clay binder, such a material was given the designation A-1. All other soils were grouped roughly in decreasing order of stability. The system has undergone many revisions. In the beginning; neither the percentages of the various size fractions nor the plasticity characteristics of the clay fraction were definitely specified.

In 1945 an extensive revision of the Public Roads system was made by a committee of highway engineers for the Highway Research Board. In 1949 and again in 1966 revisions were adopted by the American

Association of State Highway Officials and the method is now known as the AASHO system. The characteristics of the various groups and subgroups and the classification procedure are given in Table 1.8. In the AASHO system the inorganic soils are classified in 7 groups corresponding to A-1 through A-7. These in turn are divided into a total of 12 subgroups. Highly organic soils are classified as A-8. Any soil containing fine-grained material is further identified by its *group index*; the higher the index, the less suitable the soil.

The group index is calculated from the formula

$$\begin{aligned} \text{Group index} &= (F - 35)[0.2 + 0.005(w_L - 40)] \\ &\quad + 0.01(F - 15)(I_P - 10) \quad 1.14 \end{aligned}$$

in which

$F$  = percentage passing No. 200 sieve, expressed as a whole number

$w_L$  = liquid limit

$I_P$  = plasticity index

Table 1.8 American Association of State Highway Officials  
Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures  
AASHO Designation M-145

| General Classification <sup>a</sup>                                                | Granular Materials<br>(35 per cent or Less Passing No. 200) |                  |                   |                                 |                  |                  | Silt-Clay Materials<br>(More than 35 per cent Passing No. 200) |                  |                  |                  |                  |
|------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------|------------------|-------------------|---------------------------------|------------------|------------------|----------------------------------------------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
|                                                                                    | A-1                                                         |                  | A-3               | A-2                             |                  |                  | A-4                                                            | A-5              | A-6              | A-7              |                  |
| Group Classification                                                               | A-1-a                                                       | A-1-b            | A-3               | A-2-4                           | A-2-5            | A-2-6            | A-2-7                                                          | A-4              | A-5              | A-6              | A-7-5,<br>A-7-6  |
| Sieve analysis<br>per cent passing:<br>No. 10<br>No. 40<br>No. 200                 | 50 max<br>30 max<br>15 max                                  | 50 max<br>25 max | 51 min<br>10 max  | 35 max                          | 35 max           | 35 max           | 35 max                                                         | 36 min           | 36 min           | 36 min           | 36 min           |
| Characteristics of<br>fraction passing No. 40:<br>Liquid limit<br>Plasticity index | 6 max                                                       |                  | N.P. <sup>b</sup> | 40 max<br>10 max                | 41 min<br>10 max | 40 max<br>11 min | 41 min<br>11 min                                               | 40 max<br>10 max | 41 min<br>10 max | 40 max<br>11 min | 41 min<br>11 min |
| Usual types of significant constituent materials                                   | Stone fragments<br>—gravel and sand                         |                  | Fine sand         | Silty or clayey gravel and sand |                  |                  |                                                                | Silty soils      |                  | Clayey soils     |                  |
| General rating as subgrade                                                         | Excellent to good                                           |                  |                   |                                 |                  |                  | Fair to poor                                                   |                  |                  |                  |                  |

<sup>a</sup> Classification procedure: With required test data in mind, proceed from left to right in chart; correct group will be found by process of elimination. The first group from the left consistent with the test data is the correct classification. The A-7 group is subdivided into A-7-5 or A-7-6 depending on the plastic limit. For  $w_p < 30$ , the classification is A-7-6; for  $w_p > 30$ , A-7-5.  
<sup>b</sup> N.P. denotes nonplastic.

The group index is always reported to the nearest whole number unless its calculated value is negative whereupon it is reported as zero. The group index is appended to the group and subgroup classification. For example, a clay soil having a group index of 25 might be classified as A-7-6(25).

*Unified System.* The soil-classification system most widely used by foundation engineers in North America today was developed by Arthur Casagrande for the Corps of Engineers, U. S. Army. First designated as the *Airfield Classification* (AC) system, it was originated to assist in the design and construction of military airfields during World War II. After the war it was adopted with minor revisions by the Corps and by the U. S. Bureau of Reclamation as the *Unified* system. In 1969, the Unified system was adopted by the American Society for Testing and Materials as a Standard Method for Classification of Soils for Engineering Purposes, ASTM D-2487.

According to the Unified system the coarse-grained soils are divided into

1. Gravel and gravelly soils; symbol *G*.
2. Sands and sandy soils; symbol *S*.

The gravels and sands are each subdivided into four groups:

- a. Well-graded, fairly clean material; symbol *W*.
- b. Well-graded material with excellent clay binder; symbol *C*.
- c. Poorly graded, fairly clean material; symbol *P*.
- d. Coarse materials containing fines, not included in preceding groups; symbol *M*.

Fine-grained soils are divided into three groups:

1. Inorganic silty and very fine sandy soils; symbol *M*.
2. Inorganic clays; symbol *C*.
3. Organic silts and clays; symbol *O*.

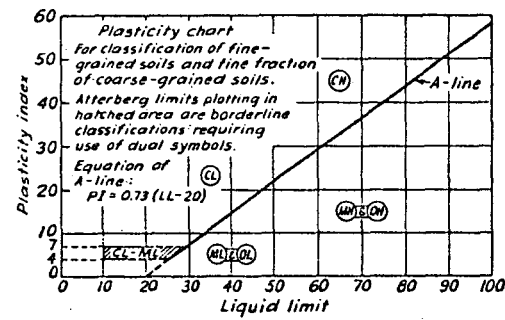
Each of these three groups of fine-grained soils is subdivided according to its liquid limit into

- a. Fine-grained soils having liquid limits of 50 or less; that is, of low to medium compressibility; symbol *L*.
- b. Fine-grained soils having liquid limits greater than 50; that is, of high compressibility; symbol *H*.

Highly organic soils, usually fibrous, such as peat and swamp soils of very high compressibility, are not subdivided and are placed in one group, symbol *Pt*, on the basis

**Table 1.9 Unified System**  
**Classification of Soils for Engineering Purposes**  
**ASTM Designation D-2487**

| Major Divisions                                                 | Group Symbols                                                     | Typical Names                             | Classification Criteria                                                                                                                                                                                                                                                                         |                                                                                                   |
|-----------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Coarse-Grained Soils<br>More than 50% retained on No. 200 sieve | Gravels<br>50% or more of coarse fraction retained on No. 4 sieve | Clean Gravels                             | $C_u = D_{60}/D_{10}$ Greater than 4<br>$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Between 1 and 3<br>Not meeting both criteria for GW<br>Atterberg limits plot below "A" line or plasticity index less than 4<br>Atterberg limits plot above "A" line and plasticity index greater than 7 |                                                                                                   |
|                                                                 |                                                                   | GW                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Well-graded gravels and gravel-sand mixtures, little or no fines                                  |
|                                                                 |                                                                   | GP                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Poorly graded gravels and gravel-sand mixtures, little or no fines                                |
|                                                                 |                                                                   | GM                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Silty gravels, gravel-sand-silt mixtures                                                          |
|                                                                 |                                                                   | GC                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Clayey gravels, gravel-sand-clay mixtures                                                         |
|                                                                 | Sands<br>More than 50% of coarse fraction passes No. 4 sieve      | Clean Sands                               | $C_u = D_{60}/D_{10}$ Greater than 6<br>$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Between 1 and 3<br>Not meeting both criteria for SW<br>Atterberg limits plot below "A" line or plasticity index less than 4<br>Atterberg limits plot above "A" line and plasticity index greater than 7 |                                                                                                   |
|                                                                 |                                                                   | SW                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Well-graded sands and gravelly sands, little or no fines                                          |
|                                                                 |                                                                   | SP                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Poorly graded sands and gravelly sands, little or no fines                                        |
|                                                                 |                                                                   | SM                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Silty sands, sand-silt mixtures                                                                   |
|                                                                 |                                                                   | SC                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Clayey sands, sand-clay mixtures                                                                  |
| Fine-Grained Soils<br>50% or more passes No. 200 sieve          | Sils and Clays<br>Liquid limit 50% or less                        | Sands with Fines                          | Classification on basis of percentage of fines<br>GW, GP, SW, SP<br>GM, GC, SM, SC<br>Borderline classification requiring use of dual symbols                                                                                                                                                   |                                                                                                   |
|                                                                 |                                                                   | ML                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Inorganic silts, very fine sands, rock flour, silty or clayey fine sands                          |
|                                                                 |                                                                   | CL                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Inorganic clays of low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays, lean clays |
|                                                                 |                                                                   | OL                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Organic silts and organic silty clays of low plasticity                                           |
|                                                                 |                                                                   | MH                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Inorganic silts, micaceous or diatomaceous fine sands or silts, elastic silts                     |
|                                                                 |                                                                   | CH                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Inorganic clays of high plasticity, fat clays                                                     |
|                                                                 |                                                                   | OH                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Organic clays of medium to high plasticity                                                        |
| Highly organic soils                                            | Pt                                                                | Peat, muck and other highly organic soils | Visual-manual identification                                                                                                                                                                                                                                                                    |                                                                                                   |



of visual identification. The pertinent characteristics of the various groups are given in Table 1.9.

**Shortcomings of Engineering Classifications.** The various textural systems, the AASHO system, and the Unified system are based on the properties either of the grains themselves or of remolded material; they do not take into consideration the properties of the intact material as found in nature. It is primarily the properties of the intact material

that determine the behavior of the soil during and after construction. Hence, none of the systems of classification can serve as more than a starting point for adequate description of soils in the conditions under which they are encountered in the field. Nevertheless, even with these limitations, much information concerning the general characteristics of a soil can be inferred as a consequence of its proper classification according to one of the systems described un-

der the preceding subheadings. The engineer who deals with soils and foundations should commit to memory the details of at least the engineering classification system that seems most appropriate to his area of activity. He should constantly train himself to identify and classify soils in the field correctly by comparing his field descriptions of soil samples with the corresponding laboratory test results. Since all systems of soil classification just described are in common use, it is advantageous to be thoroughly familiar with each.

Still further useful information can be obtained from sources outside the field of civil engineering, particularly geology and pedology. The foundation engineer should possess a knowledge of at least the descriptive terminology of these two sciences. Descriptive information about the most common earth deposits and their important engineering characteristics is given in Chap. 6.

## ILLUSTRATIVE PROBLEMS

1. A sample of inorganic soil has the following grain-size characteristics:

| Size<br>mm      | Per Cent<br>Finer |
|-----------------|-------------------|
| 2.0 (No. 10)    | 100               |
| 0.075 (No. 200) | 71                |
| 0.050           | 67                |
| 0.005           | 31                |
| 0.002           | 19                |

The liquid limit is 53 per cent, and the plasticity index is 22 per cent.

Classify this soil according to the following systems: U. S. Department of Agriculture; AASHO; Unified.

*Solution.* U. S. Department of Agriculture:

Clay size 19 per cent, silt size  $67 - 19 = 48$  per cent

Classification (Fig. 1.14): Loam

AASHO:

Computation of group index:

$$F = 71$$

$$w_L = 53$$

$$I_P = 22$$

Index

$$= (71 - 35)[0.2 + 0.005(53 - 40)] \\ + 0.01(71 - 15)(22 - 10) \\ = 16.26, \text{ say } 16$$

On the basis of limit values and Table 1.8, the soil is either A-7-5 or A-7-6. Since  $w_P = 53 - 22 = 31$ , which is greater than 30, classification is A-7-5(16).

Unified:

On the basis of Table 1.9 (including Plasticity Chart) classification is *MH*.

2. A sample of residual soil developed on shaly sandstone has the following grain-size characteristics:

| Size,<br>mm     | Per Cent<br>Finer |
|-----------------|-------------------|
| 2.0 (No. 10)    | 100               |
| 0.075 (No. 200) | 45                |
| 0.050           | 39                |
| 0.005           | 20                |
| 0.002           | 16                |

The liquid limit is 27 per cent and the plasticity index is 6 per cent. Classify the soil according to the three systems mentioned in Prob. 1.

*Solution.*

U. S. Department of Agriculture:

Clay size 16 per cent, silt size  $39 - 16 = 23$  per cent

Classification (Fig. 1.14): Sandy loam

AASHO:

Computation of group index:

$$F = 45$$

$$w_L = 27$$

$$I_P = 6$$

Index

$$= (45 - 35)[0.2 + 0.005(27 - 40)] \\ + 0.01(45 - 15)(6 - 10) \\ = 0.15, \text{ say } 0$$

On the basis of limit values and Table 1.8, the classification is  $A-4(0)$ .

Unified:

Since more than 50 per cent is retained on No. 200 sieve, soil is coarse-grained and since more than 50 per cent of the coarse fraction is finer than the No. 4 sieve, it is a sand (Table 1.9). Furthermore, since more than 12 per cent is finer than the No. 200 sieve the soil must be either  $SM$  or  $SC$ . On the basis of the limit values and plasticity chart, classification is borderline  $SM-SC$ .

3. Classify the soil represented by curve 6 (Fig. 1.2), according to the MIT classification. What are its effective grain size and uniformity coefficient?

*Solution.* Soil is 12 per cent clay size,  $82 - 12 = 70$  per cent silt size, and 18 per cent sand size, according to the MIT classification.

Effective grain size,  $D_{10} = 0.0014$  mm

Uniformity coefficient,

$$C_u = 0.04/0.0014 = 28.6$$

### 1.9. Description and Classification of Rocks

The behavior of soils in connection with foundations is determined primarily by the characteristics of the soils themselves and only secondarily by such features of the entire deposit as cracks, joints, or slickensides. Therefore, the classification of soils and the determination of their index properties are essential steps in foundation engineering. On the other hand, most intact rocks have strengths and rigidities considerably in excess of the requirements imposed by ordinary foundations. The adequacy of a foundation on rock is governed almost exclusively by discontinuities such as sinkholes, joints, bedding planes, zones of weathering and hydrothermal alteration, faults, and shear zones. These features are discussed in Chap. 6.

Because of the inherent differences in the characteristics that determine the behavior of soil and rock masses, an engineering system for classification of rock materials assumes relatively less importance in foundation engineering than that for soil materials. Indeed, no such system is in general

use. The principal attributes that should be included in an engineering classification of rock materials are, according to Deere (1963), the strength and the fabric of the rock. Commonly accepted terms for strength are related in Table 1.10 to the unconfined compressive strength of cylindrical samples of intact rock having heights equal to at least twice their diameters.

Table 1.10 Classification of Intact Rocks According to Strength

| Description Strength | Unconfined Compressive Strength lb/sq in |
|----------------------|------------------------------------------|
| Very high            | Over 32,000                              |
| High                 | 16,000-32,000                            |
| Medium               | 8000-16,000                              |
| Low                  | 4000-8000                                |
| Very low             | Less than 4000                           |

On the basis of their fabric, rocks can be divided into four categories: *interlocking*, *cemented*, *laminated*, and *foliated*. Rocks with interlocking fabric usually consist of crystals intergrown into a fairly homogeneous mass with similar properties in all directions. In cemented rocks, individual grains or particles have been joined together by chemical precipitates usually carried by circulating groundwater; such rocks are also likely to have fairly similar properties in all directions. Laminated rocks, on the other hand, are strongly directional in their properties as a result of sedimentation in thin layers. (If the layers are thicker than about 1 cm, each layer is usually considered to be a stratum with its own, perhaps isotropic, characteristics.) Foliated rocks also have strongly directional properties because of the parallel orientation of platy minerals, but their anisotropy is a consequence of deformations while in a plastic state. In addition to these four attributes based on their fabric, some rocks may possess other properties that should be included in an engineering description, such as solubility and the tendency to change volume upon exposure.

Table 1.11 Engineering Characteristics of Common Unweathered Rock Materials

| Lithologic Type    | Usual Range of Strength | Usual Fabric and Other Attributes                                      |
|--------------------|-------------------------|------------------------------------------------------------------------|
| <b>Igneous</b>     |                         |                                                                        |
| Basalt             | Very low to very high   | Interlocking, may be vesicular                                         |
| Diabase            | High to very high       | Interlocking                                                           |
| Granite            | Medium to high          | Interlocking                                                           |
| Pegmatite          | Medium to high          | Interlocking                                                           |
| Syenite            | High to very high       | Interlocking                                                           |
| Diorite            | Medium to high          | Interlocking                                                           |
| Gabbro             | Low to very high        | Interlocking                                                           |
| Peridotite         | Medium to high          | Interlocking                                                           |
| Dolerite           | Medium to high          | Interlocking                                                           |
| Aplite             | High to very high       | Interlocking                                                           |
| Felsite            | High to very high       | Interlocking                                                           |
| Volcanic glass     | High to very high       | Glassy                                                                 |
| Pumice             | Very low to low         | Porous                                                                 |
| Tuff               | Very low to medium      | Cemented, fragmental                                                   |
| Andesite           | Medium to very high     | Interlocking                                                           |
| Dacite             | Medium to very high     | Interlocking                                                           |
| Rhyolite           | Medium to very high     | Interlocking                                                           |
| <b>Metamorphic</b> |                         |                                                                        |
| Gneiss             | Medium to high          | Foliated                                                               |
| Marble             | Medium                  | Interlocking                                                           |
| Quartzite          | High to very high       | Interlocking                                                           |
| Schist             | Very low to high        | Foliated, often highly directional                                     |
| Granite gneiss     | Medium to high          | Foliated                                                               |
| Serpentine         | Very low to high        | Foliated                                                               |
| Soapstone          | Very low to low         | Massive to foliated                                                    |
| Phyllite           | Low to very high        | Foliated, strongly directional                                         |
| Slate              | Low to high             | Foliated, strongly directional                                         |
| Hornfels           | High to very high       | Interlocking, isotropic                                                |
| Anthracite coal    | Medium                  | May be directional                                                     |
| <b>Sedimentary</b> |                         |                                                                        |
| Dolomite           | Medium to very high     | Isotropic unless thin-bedded                                           |
| Limestone          | Low to very high        | Isotropic unless thin-bedded, may contain solution features            |
| Rock Salt          | Very low to low         | Interlocking, readily soluble                                          |
| Sandstone          | Very low to very high   | Cemented                                                               |
| Siltstone          | Low to high             | Cemented                                                               |
| Conglomerate       | Very low to medium      | Cemented                                                               |
| Breccia            | Very low to medium      | Cemented                                                               |
| Arkose             | Very low to very high   | Cemented                                                               |
| Graywacke          | Medium to very high     | Cemented                                                               |
| Shale              | Very low to high        | Often laminated, may be thick-bedded; may swell under reduced pressure |
| Gypsum             | Low                     | Interlocking, moderately soluble                                       |
| Bituminous coal    | Very low to low         | Interlocking                                                           |

Data largely from D. U. Deere (1968) in Stagg and Zienkiewicz, *Rock Mechanics in Engineering Practice*, Wiley, N. Y., and R. P. Miller (1965), *Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock*, Ph.D. thesis, University of Illinois.



As a practical matter, engineers generally understand and use classification systems developed by geologists. Although not ideally suited to the needs of the foundation engineer, they permit him to make use of the extensive geological literature. Moreover, they suggest considerable information about the pertinent engineering properties.

The principal geologic classification of rock materials is based on *lithology*, a term that reflects the mineralogy, texture, and fabric of the rock. Such names as granite, limestone, schist, quartzite, and gypsum are well-known examples. In many instances, features of the mass of rock of particular interest to the foundation engineer are associated with a specific rock type. For example, limestone, gypsum, or rock salt are likely to be associated with such solution features as sinkholes and caves; basalt is often subdivided into fragments by columnar jointing. Such associations are considered in Chap. 6. They emphasize the significance of lithology.

Rocks are also classified geologically, according to their origin, as *igneous*, *sedimentary*, and *metamorphic*. Such a classification is in itself of little significance to the foundation engineer, but when the origin is considered along with the lithology, useful engineering generalizations are possible. For instance, strongly directional characteristics are exhibited by many metamorphic rocks such as gneiss, schist, and slate, whereas most igneous rocks are roughly isotropic. A summary of the engineering characteristics of the more common rock materials is given in Table 1.11.

## PROBLEMS

- I. The following data were obtained from simple identification tests on two different soils. What typical name should be assigned to each?
  - a. Medium dry strength; no visible dilatancy reaction; medium tough plastic thread; when dispersed, more than 50 per cent of the sample settles in less than 1 min.
  - b. Low dry strength; rapid dilatancy

reaction; weak plastic thread; when dispersed, most of the sample settles in 30 to 45 min.

Ans. Sandy clay; silt

2. A 50 cu cm sample of moist clay was obtained by pressing a sharpened hollow cylinder into the wall of a test pit. The extruded sample had an initial weight of 85 g and after oven-drying a weight of 60 g. Compute  $w$ ,  $e$ ,  $S_r$ , and  $\gamma_d$ , if  $G = 2.70$ .  
Ans. 41.7; 1.25; 89.9%; 75 lb/cu ft.
3. A sample of saturated clay has a water content of 56 per cent. Assume  $G = 2.72$  and compute  $e$ ,  $\gamma_{sat}$ , and  $n$ .  
Ans. 1.52; 105.0 lb/cu ft; 60.3%
4. A soil sample weighing 11.23 lb has a volume of 0.092 cu ft. If  $w = 13.4$  per cent and  $G = 2.65$ , compute  $\gamma$ ,  $\gamma_d$ ,  $e$ ,  $n$ , and  $S_r$ .  
Ans. 122.1 lb/cu ft; 107.6 lb/cu ft; 0.538; 34.8%; 66.1%.
5. A hand-carved sample of soft saturated clay has a volume of 100 cu cm and weighs 175 g. If the oven-dry weight is found to be 120 g, compute  $w$ ,  $e$ , and  $G$ .  
Ans. 45.8%; 1.22; 2.67.
6. A field-compacted sample of sandy loam was found to have a wet density of 136 lb/cu ft at a water content of 10 per cent. The maximum dry density of the soil obtained in a Standard Proctor test was 125.0 lb/cu ft. Assume  $G = 2.65$  and compute  $\gamma_d$ ,  $\gamma_s$ ,  $S_r$ ,  $n$ , and per cent compaction of the field sample.  
Ans. 123.6 lb/cu ft; 130.9 lb/cu ft; 78.0%; 25.4%; 98.9%.
7. A sample of moist quartz sand was obtained by carefully pressing a sharpened hollow cylinder with a volume of 150 cu cm into the bottom of an excavation. The sample was trimmed flush with the ends of the cylinder and the total weight was found to be 325 g. In the laboratory the dry weight of the sand alone was found to be 240 g and the weight of the empty cylinder 75 g. Laboratory tests on the dry sand indicated  $e_{max} = 0.80$  and  $e_{min} = 0.48$ . Estimate  $G$  and compute  $w$ ,  $e$ ,  $S_r$ ,  $\gamma_d$ , and  $I_d$  of the sand in the field.

Ans. 2.66; 4.17%; 0.663; 16.7%; 100.0 lb/cu ft; 0.428.

8. The natural water content of a saturated sample of Mexico City clay is 400 per cent. If  $G = 2.40$ , compute,  $\gamma_{sat}$ ,  $e$ , and  $n$ .

Ans. 70.8 lb/cu ft; 9.60; 90.6%.

9. The dry density of a compacted sand sample is 125 lb/cu ft. Estimate  $G$  and determine the water content of the material in a saturated condition. What would be the unit weight if  $S_r = 20$  per cent?

Ans. 2.65; 12.2%; 128.1 lb/cu ft.

10. Specifications for a proposed earth fill require that the soil be compacted to 95 per cent of Standard Proctor dry density. Tests on a glacial-till borrow material indicate  $\gamma_{max} = 124.0$  lb/cu ft at an optimum water content of 12 per cent. The borrow material in its natural condition has a void ratio of 0.60. If  $G = 2.65$ , what is the minimum volume of borrow required to make 1 cu ft of acceptable compacted fill?

Ans. 1.14 cu ft.

11. A sample of uniform sand has a porosity of 43 per cent and a water content of 12 per cent. From lab tests  $e_{max} = 0.85$  and  $e_{min} = 0.55$ . Assume that  $G = 2.65$  and compute the void ratio, density index, degree of saturation, and dry unit weight in lb/cu ft.

Ans. 0.754; 0.32; 41.9%; 94.4 lb/cu ft.

12. A saturated clay soil has a void ratio of 2.5; estimate its water content and dry density if  $G = 2.70$ .

Ans. 92.6%; 48.2 lb/cu ft.

13. A shrinkage limit test on a clay soil gave the following data. Compute the shrinkage limit. (*Hint*: Assume that the

total volume of the dry soil cake is equal to its total volume at the shrinkage limit.)

|                                                 |             |
|-------------------------------------------------|-------------|
| Weight of shrinkage dish and saturated soil     | 38.78 g     |
| Weight of shrinkage dish and oven-dry soil cake | 30.46 g     |
| Weight of shrinkage dish                        | 10.65 g     |
| Volume of shrinkage dish                        | 16.29 cu cm |
| Total volume of oven-dry soil cake              | 10.00 cu cm |

Ans. 10.2%.

14. The following data were obtained from a field-density test on a compacted fill of sandy clay. Laboratory moisture-density tests on the fill material indicated a maximum dry density of 120 lb/cu ft at an optimum water content of 11 per cent. What was the per-cent compaction of the fill? Was the fill water content above or below optimum?

|                                                   |              |
|---------------------------------------------------|--------------|
| Weight of moist soil removed from test hole       | 1038 g       |
| Weight of soil after oven-drying                  | 914 g        |
| Volume of test hole from rubber-balloon apparatus | 0.0169 cu ft |

Ans. 99.1%; above optimum.

15. The following data were obtained from a standard moisture-density test on a glacial till. Plot the moisture—dry density curve and determine the values of maximum dry density and optimum water content. On the assumption that  $G = 2.72$ , compute the void ratio and degree of saturation for each trial. Plot the zero air voids (100 per cent saturation) curve on the same graph sheet as the moisture-density curve.

| Trial | Weight of Moist Soil in Mold (lb) | Moist Weight of Water Content Sample (g) | Dry Weight of Water Content Sample (g) |
|-------|-----------------------------------|------------------------------------------|----------------------------------------|
| 1     | 4.25                              | 116.8                                    | 105.4                                  |
| 2     | 4.39                              | 130.3                                    | 116.8                                  |
| 3     | 4.48                              | 114.4                                    | 101.7                                  |
| 4     | 4.52                              | 129.5                                    | 114.2                                  |
| 5     | 4.49                              | 125.3                                    | 109.6                                  |
| 6     | 4.44                              | 140.2                                    | 121.5                                  |

Ans.

| Trial | $w$<br>(%) | $\gamma_d$<br>(lb/cu ft) | $e$   | $S_r$<br>(%) | $\gamma_s$<br>(lb/cu ft) |
|-------|------------|--------------------------|-------|--------------|--------------------------|
| 1     | 10.82      | 115.3                    | 0.473 | 61.7         | 131.5                    |
| 2     | 11.56      | 118.3                    | 0.435 | 71.3         | 129.6                    |
| 3     | 12.49      | 119.5                    | 0.423 | 80.8         | 126.8                    |
| 4     | 13.40      | 119.8                    | 0.417 | 86.7         | 124.7                    |
| 5     | 14.32      | 118.0                    | 0.442 | 88.2         | 122.4                    |
| 6     | 15.39      | 115.6                    | 0.473 | 87.9         | 120.3                    |

From graph  $\gamma_{max} = 119.9$  lb/cu ft;  $w_{opt} = 13.1\%$ .

16. The following data were summarized from tests on a light gray silty clay that was assumed to be saturated in the undisturbed condition. On the basis of these data compute the liquidity index, sensitivity, and void ratio of the saturated soil. Classify the soil according to the Unified and AASHO systems.

| Index Property                                        | Undisturbed | Remolded |
|-------------------------------------------------------|-------------|----------|
| Unconfined compressive strength, tons/sq ft           | 2.55        | 1.50     |
| Water content, per cent                               | 22          | 22       |
| Liquid limit, per cent                                |             | 45       |
| Plastic limit, per cent                               |             | 20       |
| Shrinkage limit, per cent                             |             | 12       |
| Per cent passing No. 200 sieve (washed and air dried) |             | 90       |

Ans. 0.08; 1.7; 0.594; CL; A-7-6(24).

17. Using the grain-size curves in Fig. 1.2, classify soils 2, 3, 4 and 7 according to the MIT system and the USDA triangular chart.

Ans.

| Soil | MIT Classification |      |      |      | USDA            |
|------|--------------------|------|------|------|-----------------|
|      | Gravel             | Sand | Silt | Clay |                 |
| 2    | 31                 | 64   | 5    | —    | Gravelly sand   |
| 3    | 7                  | 30   | 45   | 18   | Loam            |
| 4    | —                  | 100  | —    | —    | Sand            |
| 7    | —                  | —    | 72   | 28   | Silty clay loam |

18. Given the following additional data, classify soils 2, 3, 4, 5, and 7 according to the Unified and AASHO systems.

| Description           | $w_L$ | $w_P$ |
|-----------------------|-------|-------|
| 2. River gravel       |       | N.P.  |
| 3. Glacial till       | 22.8  | 13.6  |
| 4. Sand               |       | N.P.  |
| 5. Glacial rock flour | 24.0  | N.P.  |
| 7. Silty clay         | 41.6  | 24.7  |

Ans. 2. SW-SM; A-1-b(0)  
 3. CL; A-4(3)  
 4. SP; A-3(0)  
 5. ML; A-4(0)  
 7. CL; A-7-6(18)

19. Several samples of soils were obtained from a boring made for a major structure. Using the following data, determine the liquidity index and the classification of each sample according to both the Unified and AASHO systems.

| Depth<br>(ft) | $w$<br>(natural)<br>(%) | $w_L$<br>(%) | $w_P$<br>(%) | Per Cent Passing Sieve |        |        |         |
|---------------|-------------------------|--------------|--------------|------------------------|--------|--------|---------|
|               |                         |              |              | No. 4                  | No. 10 | No. 40 | No. 200 |
| 2             | 60                      | 54           | 31           |                        | 100    | 98     | 93      |
| 8             | 42                      | 46           | 24           | 88                     | 78     | 46     | 36      |
| 15            | 16                      | 21           | 15           | 97                     | 94     | 88     | 67      |
| 25            | 25                      | 32           | 18           |                        |        | 100    | 59      |
| 35            | 60                      | 66           | 24           |                        |        | 100    | 99      |

Ans.

| Depth<br>(ft) | $I_t$ | Unified      | AASHO     |
|---------------|-------|--------------|-----------|
| 2             | 1.26  | <i>MH</i>    | A-7-5(26) |
| 8             | 0.82  | <i>SC</i>    | A-7-6(3)  |
| 15            | 0.17  | <i>CL-ML</i> | A-4(1)    |
| 25            | 0.50  | <i>CL</i>    | A-6(6)    |
| 35            | 0.86  | <i>CH</i>    | A-7-6(48) |

20. Using the grain-size curves in Fig. 6.6, classify soils 1, 2, 5, and 7 according to the MIT system and the USDA tri-

angular chart. Compute the uniformity coefficient and coefficient of curvature of soils 1, 2, and 7.

| Soil<br>Number | MIT Classification |      |      |      | USDA<br>Classification   | $C_u$ | $C_c$ |
|----------------|--------------------|------|------|------|--------------------------|-------|-------|
|                | Gravel             | Sand | Silt | Clay |                          |       |       |
| 1              | 53                 | 35   | 10   | 2    | Very gravelly loamy sand | 320   | 0.08  |
| 2              | 8                  | 66   | 21   | 5    | Sandy loam               | 20    | 3.6   |
| 5              | —                  | 2    | 35   | 63   | Clay                     | —     | —     |
| 7              | 18                 | 57   | 23   | 2    | Gravelly loamy sand      | 23    | 1.4   |

### SUGGESTED READING

Numerous textbooks, monographs, and journal articles deal with the identification, basic physical properties, mineralogical characteristics, and classification of soil. Most standard texts on soil mechanics and foundation engineering cover essentially the same material as has been treated here; however, more detailed treatments may be found in T. W. Lambe and R. V. Whitman (1969), *Soil Mechanics*, New York, Wiley, and in R. N. Yong and B. P. Warkentin (1966), *Introduction to Soil Behavior*, New York, Macmillan.

A comprehensive review of the knowledge

of the physico-chemical properties of soils is contained in the proceedings of a symposium on this subject published in the *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 85, SM2, April 1959. Included are the following papers: R. E. Grim, (1959), "Physico-Chemical Properties of Soils: Clay Minerals," pp. 1-17; A. W. Taylor (1959), "Physico-Chemical Properties of Soils: Ion Exchange Phenomena," pp. 19-30; I. Th. Rosenqvist (1959), "Physico-Chemical Properties of Soils: Soil-Water Systems," pp. 31-53; and T. W. Lambe (1959), "Physico-Chemical Properties of Soils: Role of Soil Technology," pp.

55-70. The proceedings also contain several significant discussions of the main papers.

Two classic papers on engineering properties of soils are: A. Casagrande (1932a), "Research on the Atterberg Limits of Soil," *Public Roads*, 13, 121-136; and R. R. Proctor (1933), "Design and Construction of Rolled-Earth Dams," *Engineering News-Record*, Vol. 111. The latter paper describes the development of the compaction test.

Standardized procedures for testing soils are found in "Bituminous Materials for Highway Construction, Waterproofing and Roofing; Soils; Skid Resistance," Part 11, *Standards*, ASTM, issued annually in April and *Standard Specifications for Highway Materials and Methods of Sampling and Testing*, 10th Edition (1970), Am. Assn. of State Highway Officials. Other procedures suggested for soil testing are to be found in the *Earth Manual* (1963), U. S. Bureau of Reclamation, U. S. Govt. Printing Office; and "Special Procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purposes," (1970) *Special Tech. Publ. No. 479*, ASTM.

A thorough review of soil classification systems with an excellent bibliography and numerous discussions is given in A. Casagrande (1948), "Classification and Identification of Soils," *Trans.*, ASCE, 113, 901-991.

Other important works on soil identification and classification are: "Unified Soil

Classification System" (1953), *Tech. Mem. 3-357*, U. S. Corps of Engineers, Waterways Experiment Station.

*Soil Survey Manual* (1951), Handbook No. 18, U. S. Dept. of Agriculture. Describes the pedologic system.

*Manual of Photographic Interpretation* (1960), Am. Society of Photogrammetry. Describes procedures of photointerpretation in geology, soils, and engineering.

D. M. Burmister (1951), "Identification and Classification of Soils," Symposium on Identification and Classification of Soils, *Special Tech. Publ. 113*, ASTM, 3-24.

Numerous textbooks on geology contain information on the classification and identification of rocks and rock minerals. A reference especially useful to engineers is the discussion of pertinent rock properties given in D. U. Deere (1968), "Geological Considerations," Chap. 1, in *Rock Mechanics in Engineering Practice*, edited by K. G. Stagg and O. C. Zienkiewicz, New York, Wiley.

Procedures for identifying and describing rocks for engineering purposes are given in:

D. O. Woolf (1950), *The Identification of Rock Types*, Bureau of Public Roads, U. S. Govt. Printing Office.

D. U. Deere (1963), "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes," *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, 1, (1), 16-22.