



Universidad Nacional
Autónoma de México



**Instituto
De
Ingeniería**
131

Criterios de diseño para cimentaciones
de maquinaria

J. Alberro
J. A. Nieto

1968

131

Apéndice a Criterios de Diseño para Cimentaciones de Maquinaria

Jesús ALBERRO y José A. NIETO

1. INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

Petróleos Mexicanos encomendó al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México la realización de estudios encaminados al establecimiento de criterios de diseño para la cimentación de compresoras de gas natural. El Instituto entregó a dicho organismo un informe preliminar en mayo 1966; en él se incluyeron todas las recomendaciones necesarias para llevar a cabo un diseño satisfactorio de las mencionadas cimentaciones. Ese informe preliminar fue la base de una publicación reciente, relacionada con el tema.¹

1.2 Objeto y alcance

Este trabajo tiene por objeto recopilar los resultados de los estudios de campo y de laboratorio llevados a cabo por el Instituto para llegar a establecer los criterios de diseño presentados en la ref. 1, así como los estudios analíticos que condujeron a la formulación y justificación del modelo

Jesús Alberro se recibió como Ingeniero Civil en 1959 en la Ecole Nationale des Ponts Chaussées (Francia), y de Doctor en Ingeniería Civil en 1963 en la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería, UNAM, es actualmente Investigador del Instituto de Ingeniería, UNAM y profesor de la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

José A. Nieto se recibió como Ingeniero Civil en 1959 en la Facultad de Ingeniería, UNAM, y de Doctor en Ingeniería Civil en 1964 en la Universidad de Illinois, es actualmente Investigador del Instituto de Ingeniería, UNAM, profesor de las Divisiones Profesional y de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería, UNAM y Director del Centro de Materiales, UNAM.

matemático propuesto en dicha referencia. Se incluye en este trabajo una descripción detallada de las pruebas de carácter especial, pero no de las pruebas de rutina, de laboratorio o de campo.

1.3 Reconocimiento

El Instituto quiere hacer patente su agradecimiento al personal del Departamento de Construcción y Mantenimiento de los distritos Agua Dulce, Poza Rica y Frontera Noreste, de Petróleos Mexicanos cuya valiosa colaboración facilitó considerablemente la realización de los trabajos de campo. Los autores agradecen también la colaboración de B. Martínez Romero en la ejecución de los ejemplos de aplicación mostrados.

2. TRABAJOS EJECUTADOS

2.1 Generalidades

Como se indicó en la ref. 1, la complejidad del problema se debe fundamentalmente al desconocimiento de tres factores:

- a. ¿Cuáles son los valores de las sollicitaciones que van a actuar realmente sobre la cimentación?
- b. ¿Cuáles son las características dinámicas y disipativas de los diferentes tipos de suelo?
- c. ¿Cuál es la respuesta del suelo con las características mencionadas en b, cuando un bloque rígido de base rectangular desplantado cerca de su superficie está sujeto a las sollicitaciones mencionadas en a?

Para resolver c, se puede partir como primera aproximación del modelo matemático propuesto por Nieto, Rosenblueth y Rascón² para cilindros

circulares rígidos desplantados en la superficie de un semiespacio elástico y sujetos a perturbaciones sinusoidales. La idealización del suelo como un medio elástico, homogéneo, isótropo y seminfinito estaría basada en las características dinámicas y disipativas mencionadas en *b*. La determinación de dichas características constituyó uno de los aspectos fundamentales de este estudio.

Se puede tener una estimación inicial de las sollicitaciones citadas en *a* partiendo de los datos suministrados por el fabricante. Sin embargo, como se menciona en la ref. 3, esta estimación puede ser bastante burda, por lo que se midieron directamente las vibraciones inducidas en las bases de compresoras ya instaladas. Estas mediciones constituyeron otro de los aspectos importantes del presente estudio.

2.2 Instrumentación y equipo

Para medir las vibraciones inducidas por compresoras en operación y para determinar velocidades de propagación de ondas superficiales se utilizaron ocho acelerómetros *Donner* cuya señal se registró en un oscilógrafo *Visicorder* de 12 canales. Se utilizó también un sismógrafo portátil *Sprengnether*. Las características de los captadores se detallan a continuación:

ACELERÓMETROS DONNER

Número de serie	Amortiguamiento, % del crítico	Frecuencia natural, cps	Rango	Señal de salida, calibración estática
D 1312 A	83	48	±0.5 g	7.91 v para 0.5 g
D 1313 A	70	64	±0.5 g	7.75 v para 0.5 g
D 13015 A	101	74	±1.0 g	7.53 v para 1.0 g
D 13016 A	100	74	±1.0 g	7.55 v para 1.0 g
D 13017 A	105	64	±1.0 g	7.54 v para 1.0 g
D 4879 A	130	48	±1.0 g	7.53 v para 1.0 g
D 4880 A	140	58	±2.0 g	7.55 v para 2.0 g
D 4881 A	135	50	±2.0 g	7.55 v para 2.0 g

SISMÓGRAFO PORTÁTIL SPRENGNETHER

Período del péndulo longitudinal	2.0 seg
" " " transversal	2.0 seg
" " " vertical	1.5 seg
Amortiguamiento, % del crítico	55 por ciento los tres péndulos
Ampliación estática nominal	300 ó 600
Intervalo entre líneas de tiempo	0.2 seg ± 0.5 por ciento

Los acelerómetros permitieron captar simultáneamente las vibraciones en diversos puntos del bloque de cimentación en una máquina, en varias máquinas a la vez, y en puntos del terreno a diferentes distancias del foco de perturbación. Para facilitar la interpretación de los registros, en ningún momento se utilizaron más de seis canales del osci-

lógrafo. Los acelerogramas obtenidos fueron leídos mediante un seguidor de curvas e integrados directamente en la computadora analógica *PACE TR-48* del Instituto de Ingeniería.

2.3 Descripción de las pruebas efectuadas

En la tabla 1 se presenta un resumen de las pruebas efectuadas en cada uno de los sitios investigados. La selección de los sitios y de los tipos de pruebas a efectuar obedeció a circunstancias como las siguientes: diferencias notables en el suelo de cimentación, existencia de máquinas en operación, instalación de máquinas futuras, tipo de máquinas instaladas y por instalar, etc. Sin embargo, se cree haber cubierto una amplia gama de combinaciones de las variables, por lo que la aplicación de los resultados de este estudio a sitios diferentes requerirá solamente un mínimo de pruebas adicionales.

Los resultados de las pruebas que se describen a continuación se presentan en el capítulo 3.

2.3.1 Pruebas de campo. Las pruebas de campo efectuadas consistieron en:

- pruebas de carga y descarga en placas rígidas y en pilotes.
- medición de vibraciones en los bloques de cimentación de compresoras en operación.
- medición de velocidades de propagación de ondas superficiales.
- sondeos alterados y mixtos en sitios selectos.

El objeto de las pruebas de carga y descarga en placas rígidas o en pilotes fue la determinación del coeficiente de compresión elástica uniforme, c_u , en la forma descrita en la ref. 4. A partir de este coeficiente se puede determinar un valor del módulo de deformación recuperable, E , como se indica en la ref. 1.

Las componentes de aceleración medidas en varios puntos del bloque de cimentación de una máquina, una vez integradas, permiten conocer la amplitud de los desplazamientos lineales y angulares del bloque, lo cual lleva indirectamente a una determinación más confiable de las fuerzas y momentos de desbalanceo.

Las aceleraciones medidas en el terreno a diferentes distancias de un foco de perturbación permiten determinar tanto la velocidad de propagación de ondas superficiales como el coeficiente de absorción de energía en el suelo. La velocidad de propagación de ondas superficiales lleva a una segunda estimación de las propiedades elásticas del suelo.

Finalmente, los sondeos alterados y mixtos permiten determinar la estratigrafía y la compacidad relativa del suelo y obtener muestras alteradas e inalteradas para efectuar con ellas las pruebas de laboratorio que se detallan en el subinciso siguiente.

2.3.2 Pruebas de laboratorio. Las pruebas de laboratorio realizadas sobre las muestras fueron:

- clasificación de los materiales.

TABLA 1
TRABAJOS DE CAMPO Y DE LABORATORIO

Campo	Pruebas de carga	Vibraciones de maquinaria	Propagación de ondas	Sondeos	Pruebas triaxiales	Vibración torsional
a) ZONA NORTE. DISTRITO FRONTERA-NORESTE						
Reynosa 7	X	X				
b) ZONA NORTE. DISTRITO POZA RICA						
Poza Rica 19	X					
Alemán 17	X					
San Andrés I	X	X		X	X	
San Andrés III		X	X			
Hallazgo I		X				
Jiliapa	X			X	X	
c) ZONA SUR. DISTRITO AGUA DULCE						
Cinco Presidentes	X	X	X	X	X	
La Venta	X	X	X			
Ogarrio	X	X	X	X	X	
Sánchez Magallanes		X	X	X	X	X

- determinación de contenidos de agua y límites de consistencia.
- granulometrías.
- pruebas triaxiales consolidadas-no drenadas, con distintos valores de la presión de confinamiento y varios ciclos de carga y descarga para distintos niveles del esfuerzo desviador.
- pruebas de vibración torsional libre.

Tanto las pruebas triaxiales con ciclos de carga y descarga como las pruebas de vibración torsional libre tuvieron por objeto estimar en forma independiente los coeficientes elásticos del suelo. De las pruebas de vibración torsional se puede obtener también el coeficiente de amortiguamiento interno del suelo.⁵

Presión vertical,
 σ_z , kg/cm²

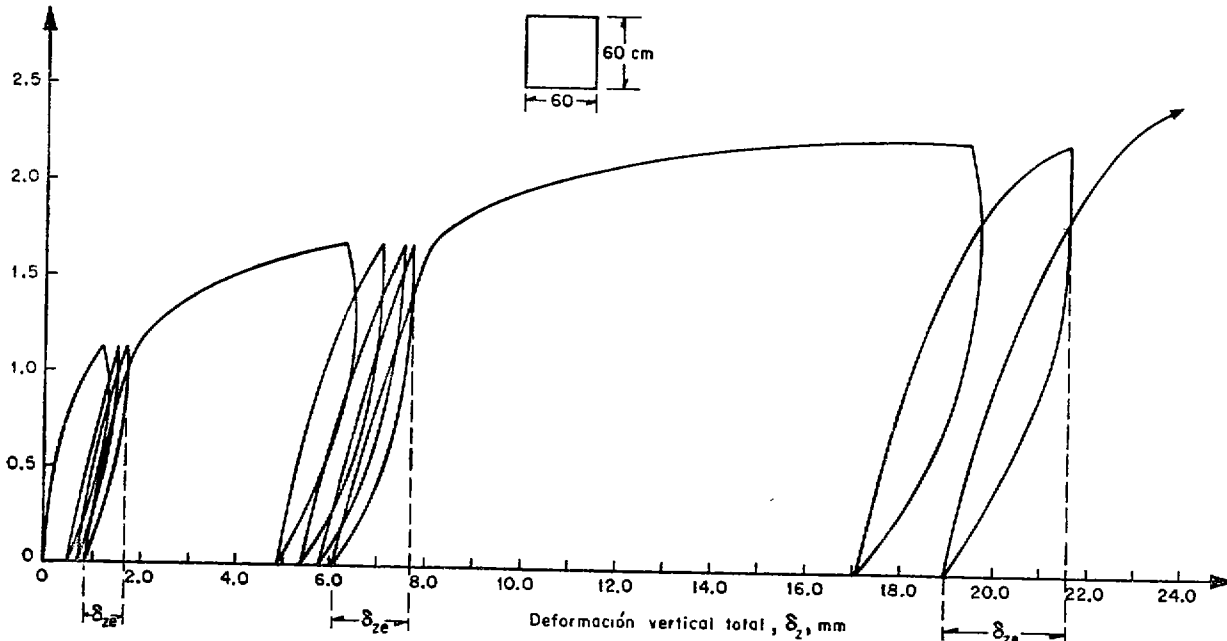


FIG. 1. Prueba de carga y descarga en placa rígida
Lugar: Poza Rica 19

3. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE CAMPO Y DE LABORATORIO

3.1 Resultados de las pruebas de campo

3.1.1 *Pruebas de carga y descarga en placas y pilotes.* En la fig. 1, se muestra una curva típica presión vertical, σ_z , contra deformación vertical total, δ_z . Obsérvese que con cada incremento de presión se efectuaron varios ciclos de carga y descarga para reducir al mínimo los efectos de histéresis. En la figura se muestran los valores de la deformación vertical elástica, δ_{ze} , correspondientes al último ciclo de carga para cada nivel de presión vertical. Las figs. 2 a 8 muestran las gráficas de

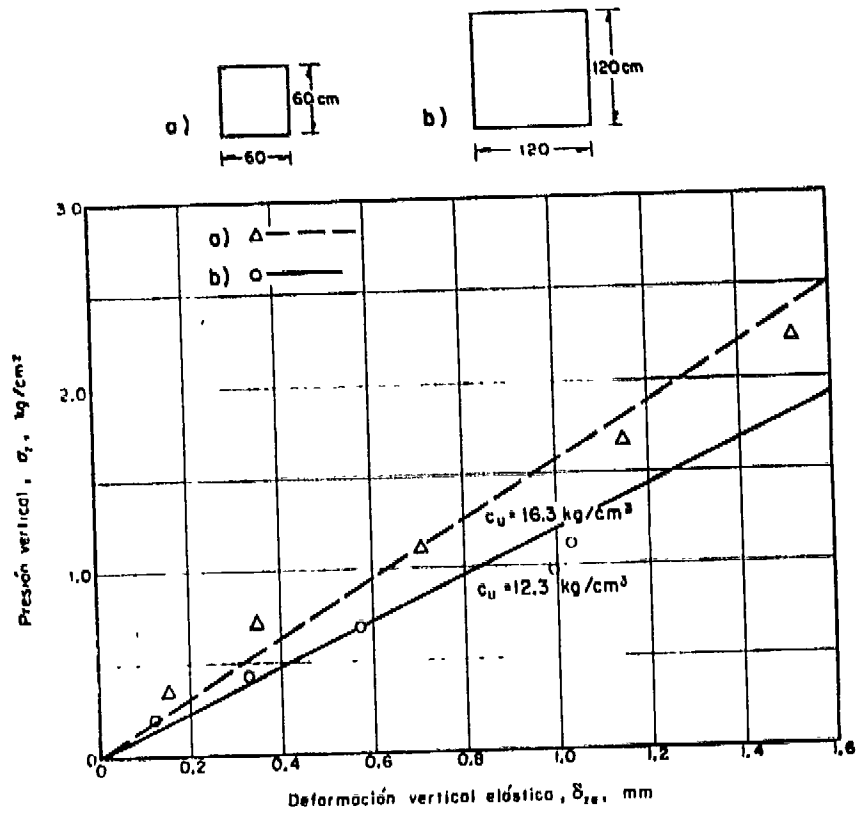


FIG. 2. Determinación del coeficiente de compresión elástica uniforme, c_u , mediante pruebas de campo
Lugar: Reynosa 7

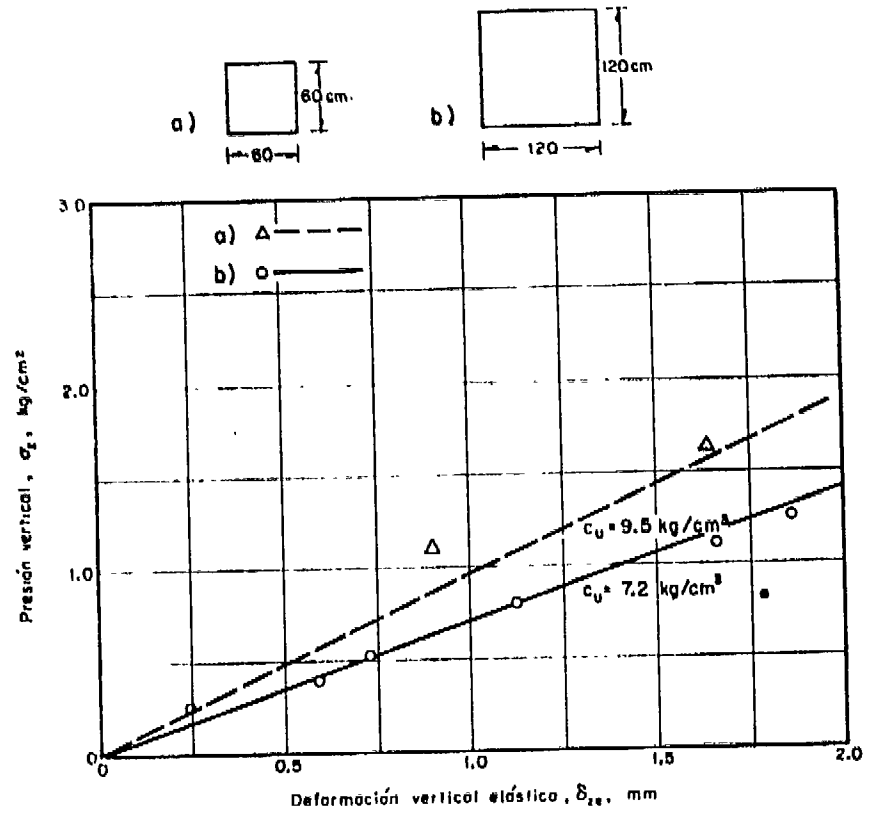


FIG. 3. Determinación del coeficiente de compresión elástica uniforme, c_u , mediante pruebas de campo
Lugar: Poza Rica 19

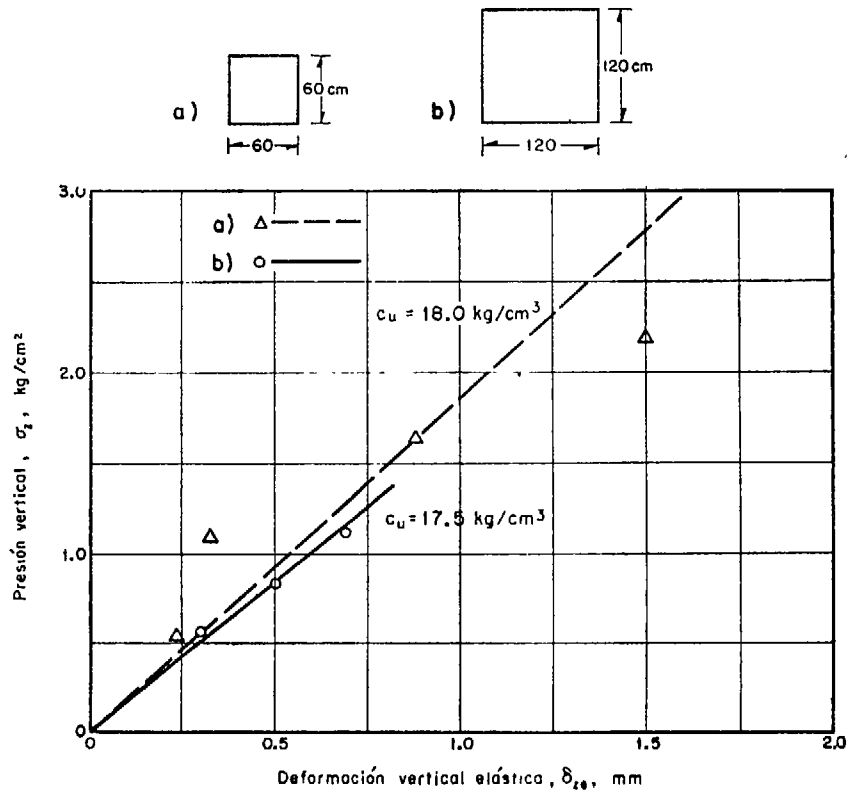


FIG. 4. Determinación del coeficiente de compresión elástica uniforme, c_u , mediante pruebas de campo
Lugar: Alemán 17

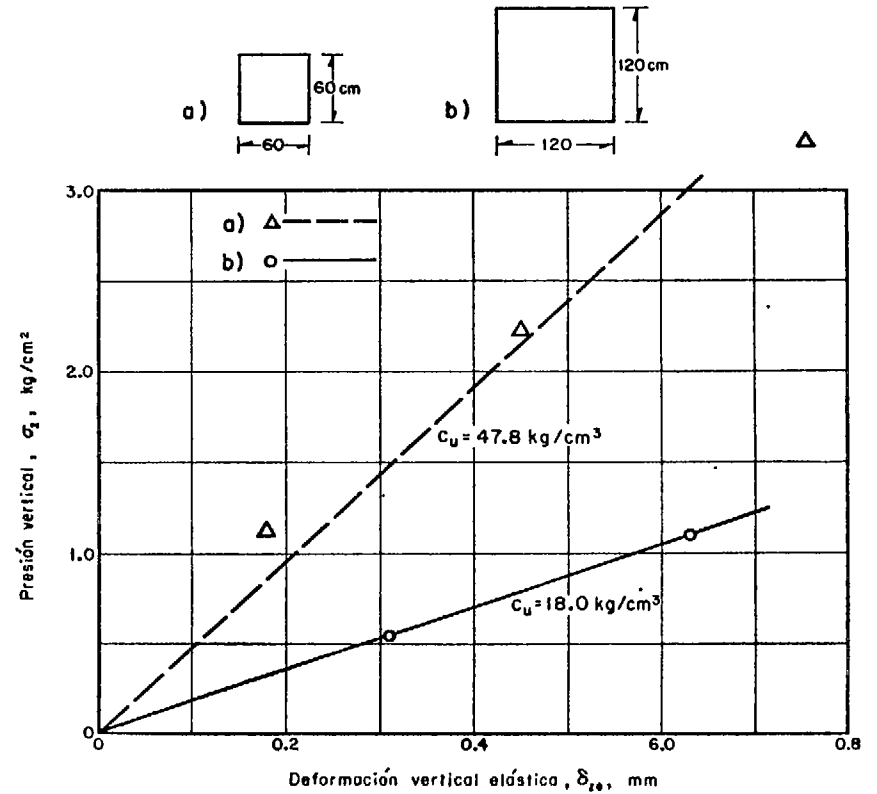


FIG. 5. Determinación del coeficiente de compresión elástica uniforme, c_u , mediante pruebas de campo
Lugar: San Andrés I

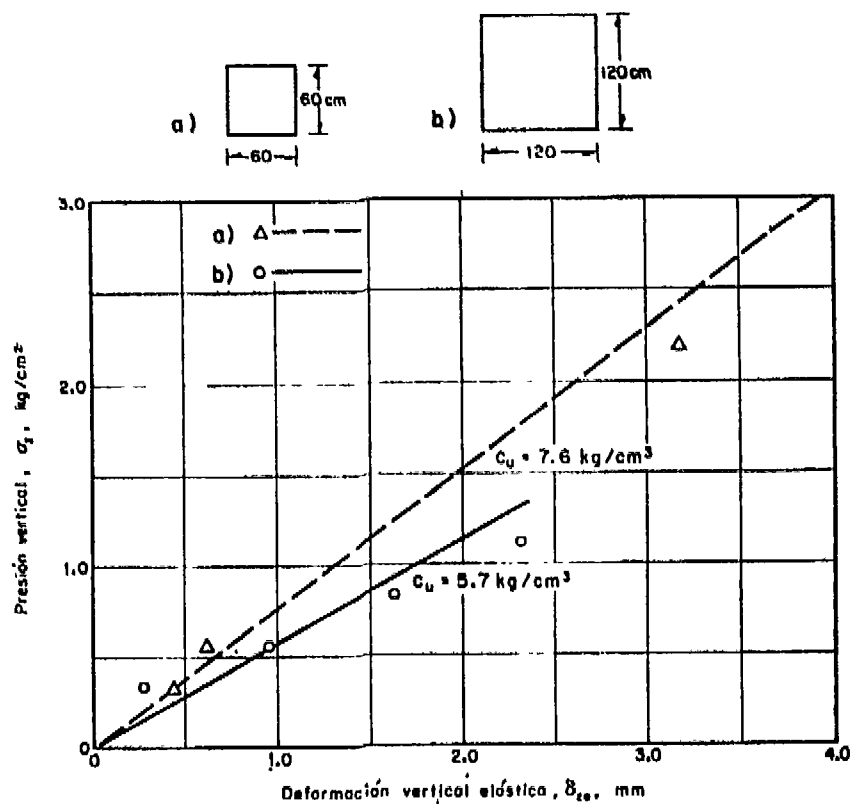


FIG. 6. Determinación del coeficiente de compresión elástica uniforme, c_u , mediante pruebas de campo
Lugar: Jilapa

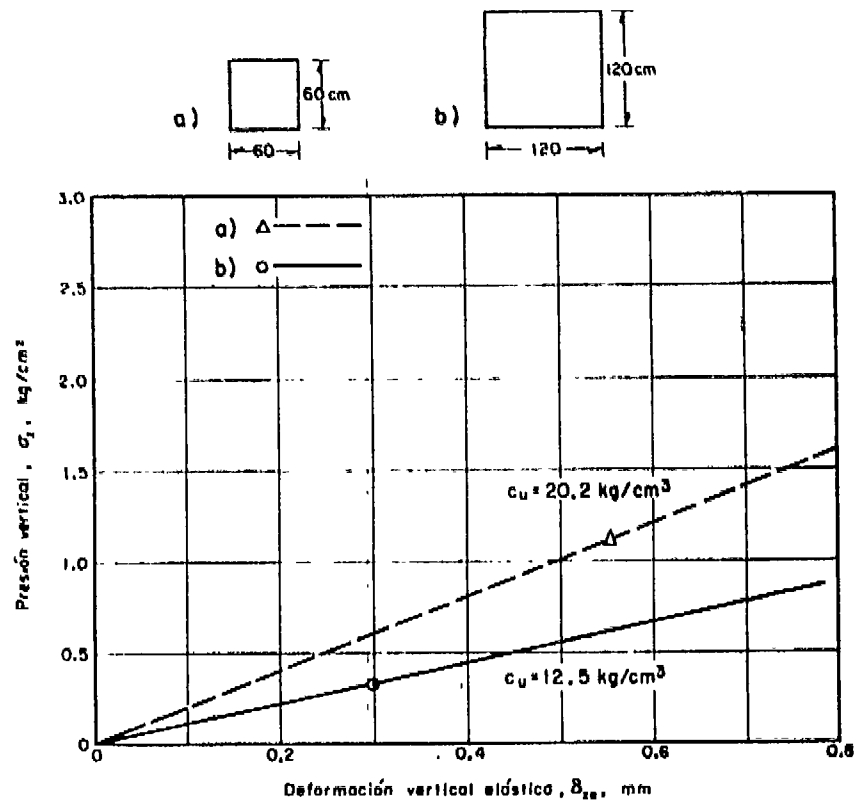


FIG. 7. Determinación del coeficiente de compresión elástica uniforme, c_u , mediante pruebas de campo
Lugar: Cinco Presidentes

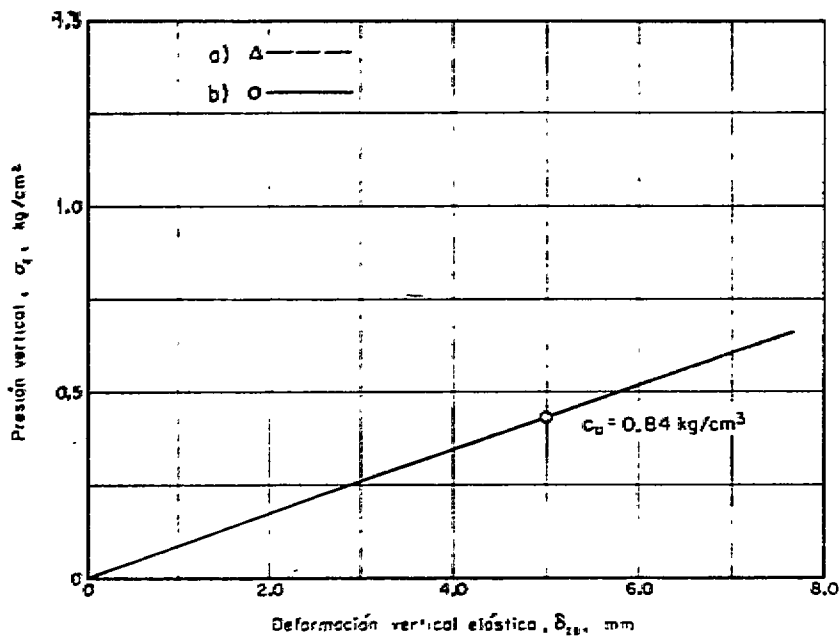
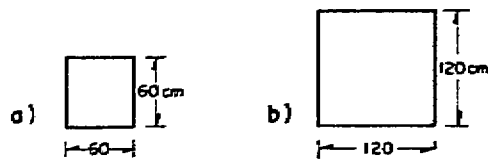


Fig. 8. Determinación del coeficiente de compresión elástica uniforme, c_u , mediante pruebas de campo
Lugar: Ogarrío

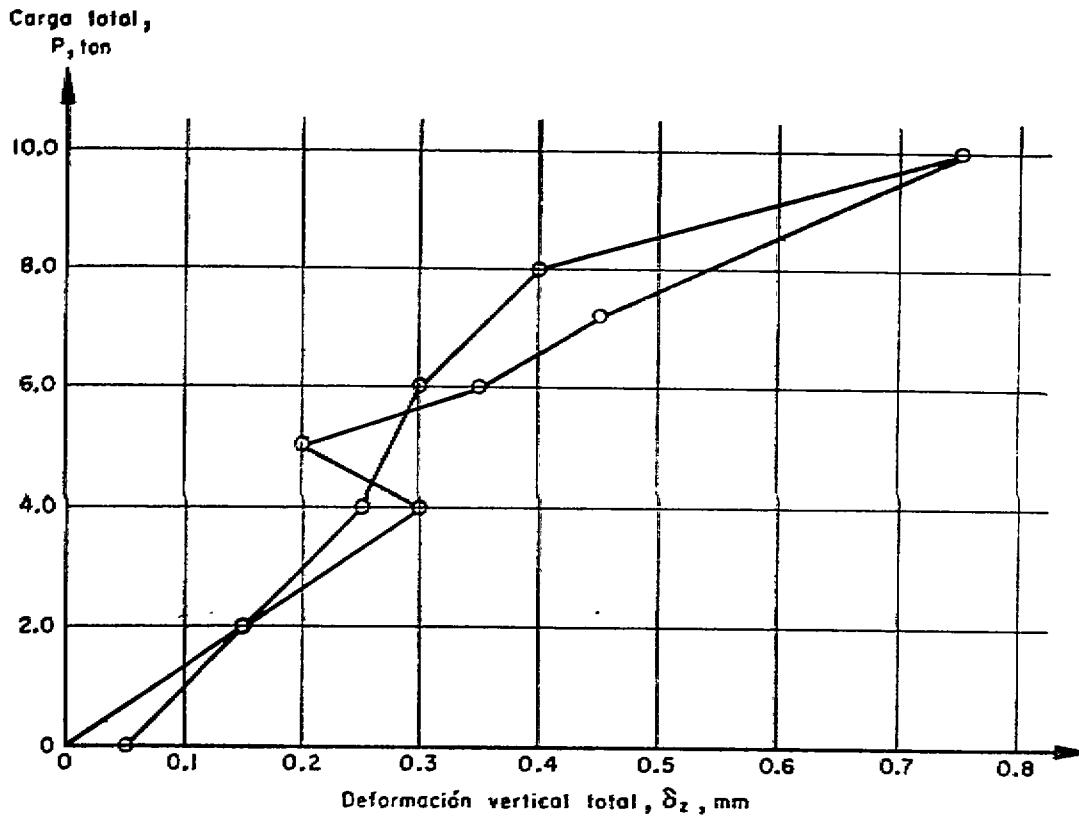


Fig. 9. Prueba de carga de un pilote
Lugar: La Venta

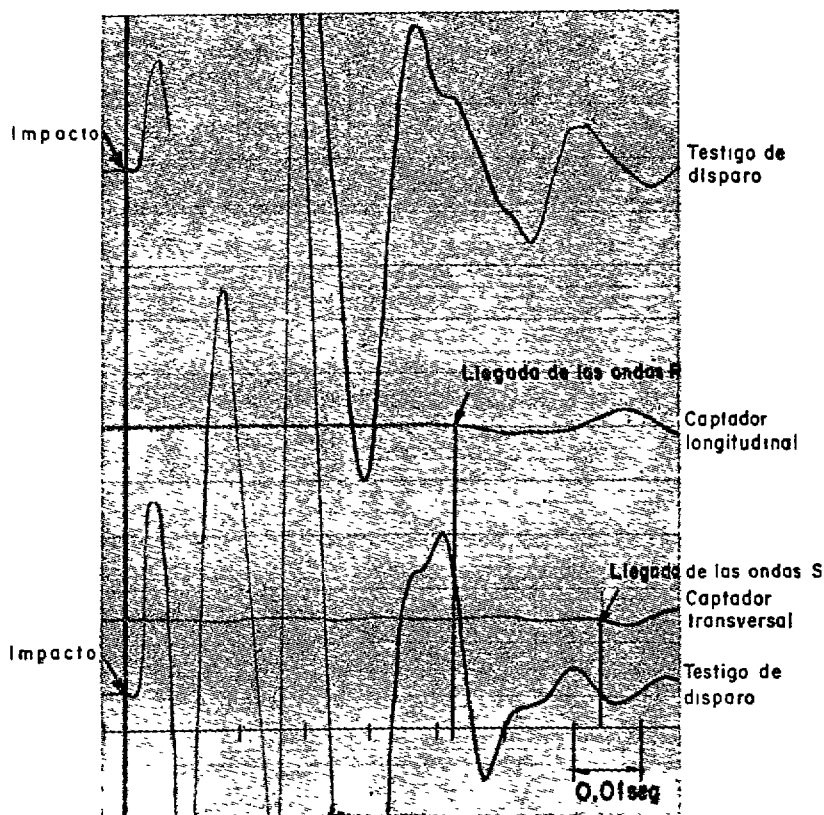


Fig. 10. Determinación de velocidades de propagación de ondas

presión vertical, σ_z , contra deformación elástica, δ_{ze} , para todas las pruebas de campo efectuadas.

La pendiente de las rectas así obtenidas constituye el coeficiente de compresión elástica uniforme, c_u . El módulo de deformación recuperable estará dado por:

$$E = \frac{(1 - \nu^2) \sqrt{A}}{1.13} c_u \quad (3.1)$$

donde A es el área de la placa y ν la relación de Poisson del suelo.

En la fig. 9 se presentan los resultados de una prueba de carga y descarga en un pilote.

TABLA 2

VELOCIDADES DE PROPAGACIÓN DE ONDAS EN EL TERRENO

Lugar	Ondas Longitudinales m/seg	Ondas Transversales m/seg
San Andrés III	268	191
Cinco Presidentes	156	119
La Venta	271	197
Ogarrio	77	66
Sánchez Magallanes	163	140

3.1.2 *Velocidad de propagación de ondas superficiales.* En la fig. 10 se presenta un registro típico de las pruebas efectuadas para determinar la velocidad de propagación de ondas superficiales. Es claramente discernible la llegada de la primera onda al acelerómetro longitudinal (onda P), y la llegada de una onda al acelerómetro transversal (puede ser una onda S , pero es más probable que se trate de una onda R , cuya velocidad en el suelo estudiado es casi igual a la de la onda S). A partir de registros como el mostrado se determinaron las velocidades de propagación de ondas superficiales en diversos sitios. Las velocidades promedio se presentan en la tabla 2.

3.1.3 *Vibraciones inducidas por las máquinas.* La fig. 11 muestra los registros de aceleraciones verticales obtenidos simultáneamente en cuatro puntos del bloque de cimentación de una de las máquinas HMB-10 del campo *Hallazgo 1*. Estos registros son representativos de los obtenidos en máquinas semejantes. Obsérvese que además de la frecuencia correspondiente a la mitad de la velocidad de operación de la máquina, existen vibraciones de alta frecuencia, debidas principalmente a la influencia de otras máquinas operando en la vecindad. En la fig. 12 se presenta el diagrama del circuito integrador con el que los registros fueron integrados en computadora analógica. Las figs. 13 a 16 muestran las curvas de velocidad y desplazamiento en función del tiempo, correspondientes a las aceleraciones verticales mostradas en la fig. 11. Obsér-

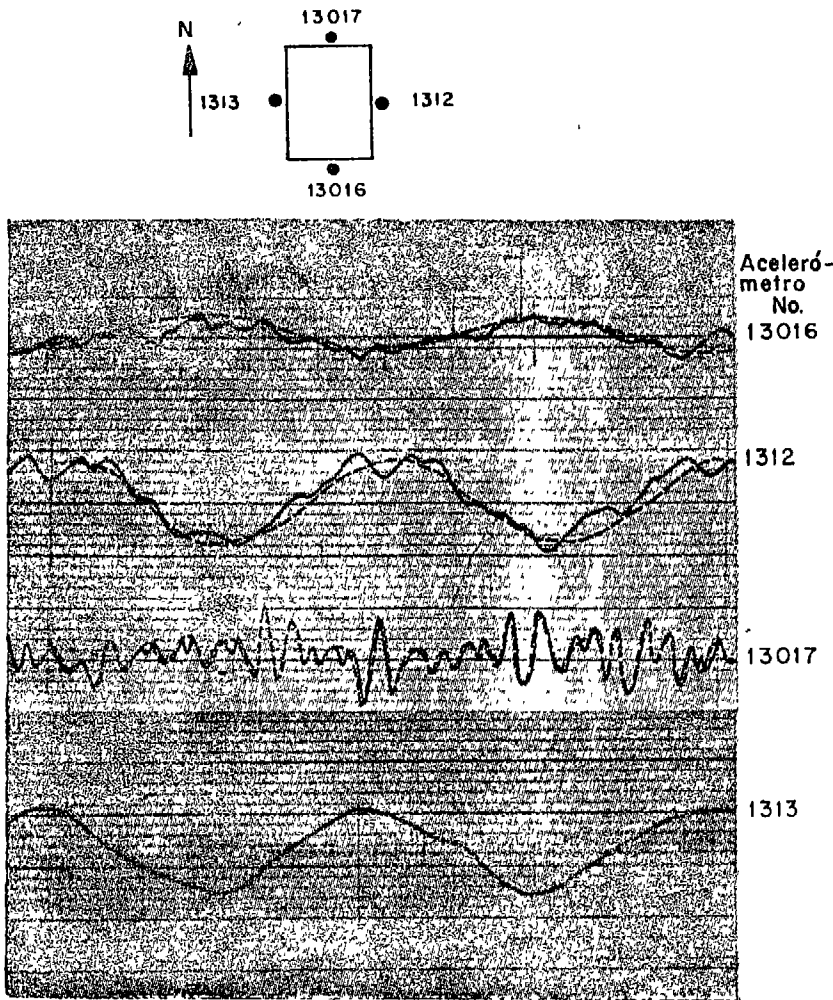


FIG. 11. Aceleraciones verticales en la cimentación de una máquina
Lugar Hallazgo I

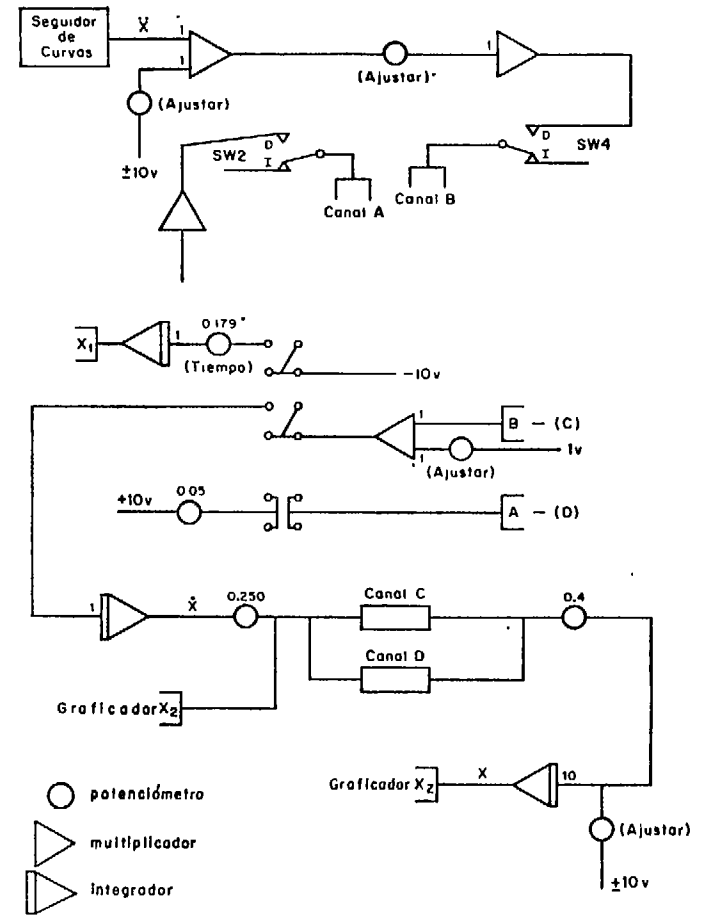


FIG. 12. Diagrama de bloque para integración de acelerogramas.

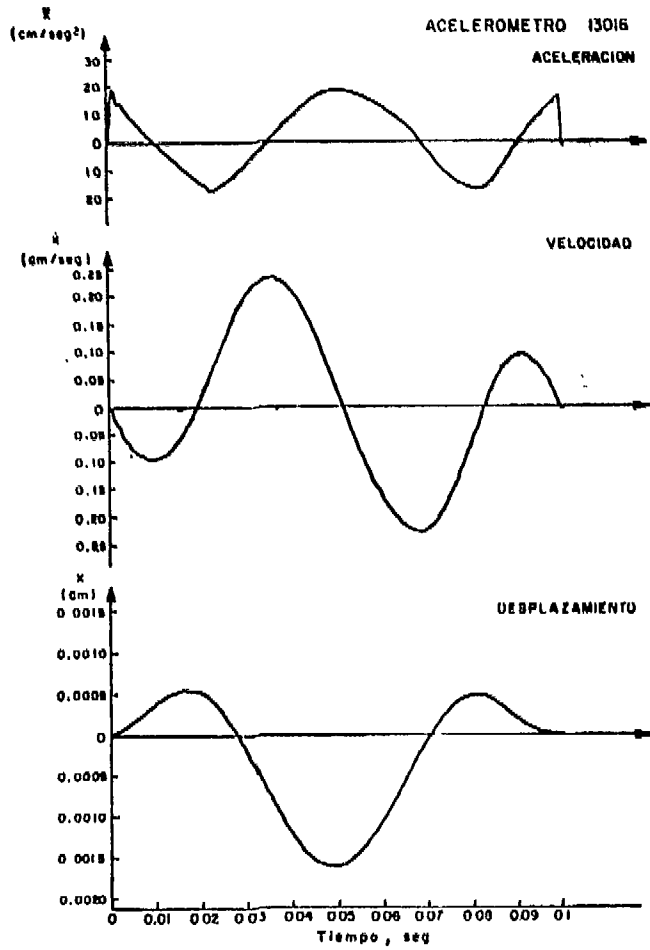


FIG. 13. Integración de acelerogramas
Lugar: Hallazgo I

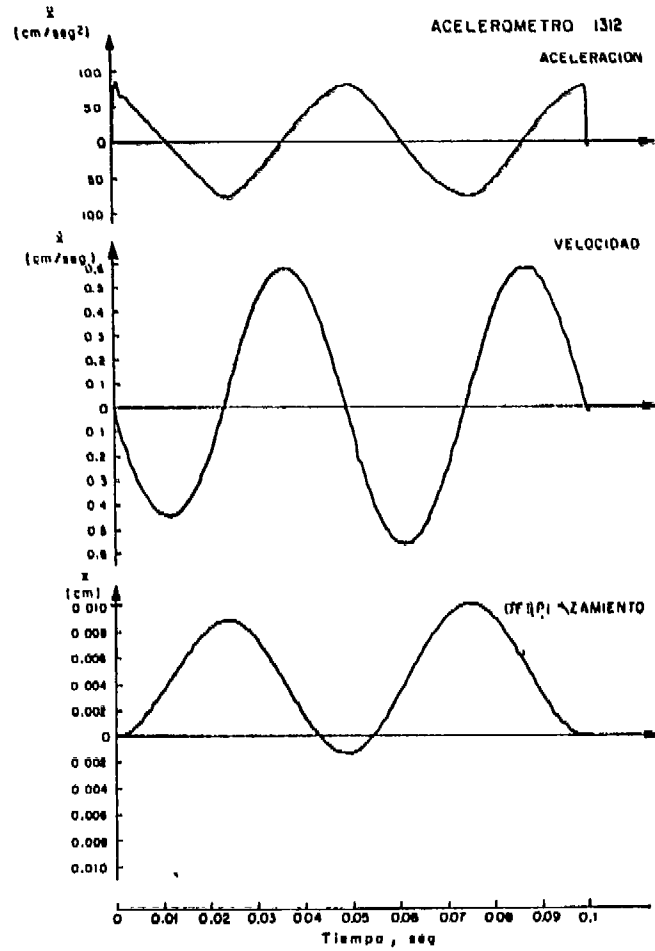


FIG. 14. Integración de acelerogramas
Lugar: Hallazgo I

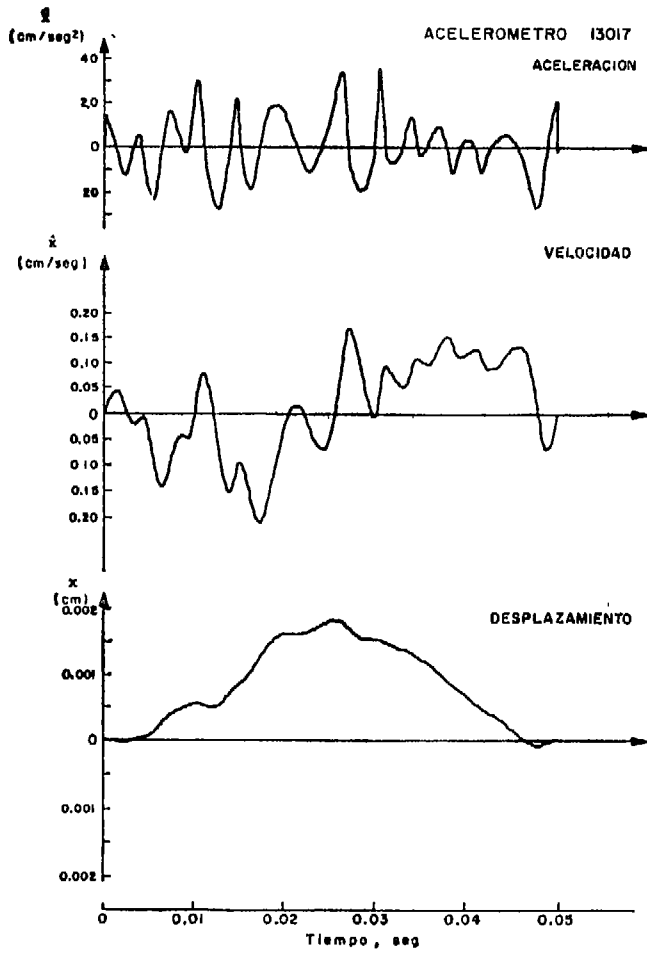


FIG. 15. Integración de acelerogramas
Lugar: Hallazgo I

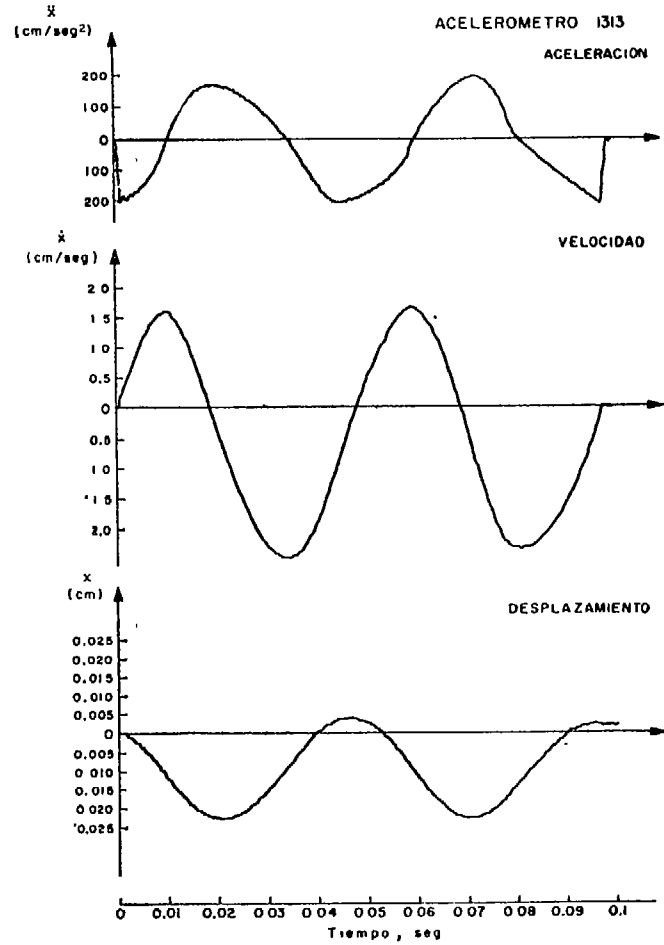


FIG. 16. Integración de acelerogramas
Lugar: Hallazgo I

TABLA 3
AMPLITUDES MÁXIMAS DE ACELERACIÓN EN BLOQUES DE CIMENTACIÓN

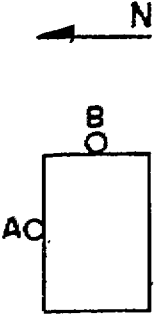
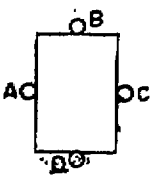
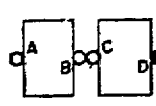
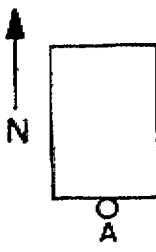
Croquis	Prueba	Estación captadora	Componente de aceleración	Periodo dominante seg	Aceleración máxima cm/seg ²	
a) REYNOSA 7						
	1	A	Vertical	—	—	
			N-S	0.003	86.0	
			E-W	0.003	43.5	
	2	B	Vertical	—	—	
			N-S	0.006	27.5	
			E-W	0.005	64.5	
	3	A	Vertical	0.003	185.0	
			B	Vertical	0.006	75.0
			C	Vertical	0.004	30.0
	4	D	Vertical	0.008	74.0	
			A	N-S	0.003	377.0
				E-W	0.002	158.0
B	N-S	0.005		29.0		
E-W	0.003	105.0				
	5	A	Vertical	0.004	460.0	
			B	Vertical	0.006	63.5
			C	Vertical	0.011	161.0
			D	Vertical	0.010	240.0
b) SAN ANDRES I						
	1	A	Vertical	—	—	
			N-S	0.005	24.0	
			E-W	0.005	12.0	
	2	A	Vertical	—	—	
			N-S	0.004	37.5	
E-W	0.010	34.0				

TABLA 3 (continuación)

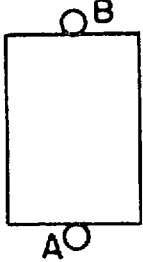
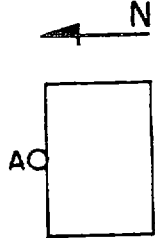
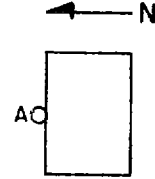
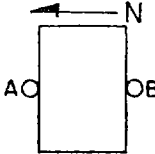
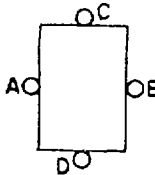
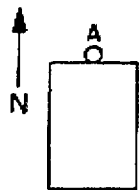
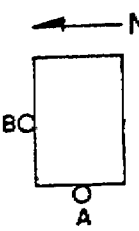
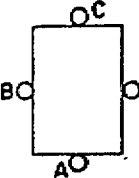
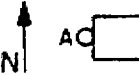
Croquis	Prueba	Estación captadora	Componente de aceleración	Periodo dominante seg	Aceleración máxima cm/seg ²	
b) SAN ANDRES I						
	3	A	Vertical	0.007	47.0	
		B	Vertical	0.013	138.0	
	4	A	Vertical	0.008	55.0	
		B	Vertical	0.016	160.0	
c) SAN ANDRES III						
	1	A	Vertical	0.011	50.0	
			N-S	0.006	20.1	
			E-W	0.004	15.0	
	2	A	Vertical	0.007	32.0	
			N-S	0.009	35.0	
			E-W	0.004	11.5	
	3	A	Vertical	0.009	70.0	
	d) HALLAZGO I					
		1	A	Vertical	0.004	81.0
N-S				0.006	195.3	
E-W				0.006	102.0	
2		A	Vertical	0.004	86.0	
			N-S	0.005	148.8	
			E-W	0.006	90.0	
3		A	Vertical	0.005	87.0	
		4	A	N-S	0.005	165.3
				E-W	0.006	98.0
				B	N-S	0.007
		E-W	0.049		12.5	
		e) HALLAZGO II				
		5	A	Vertical	0.038	60.0
B			Vertical	0.049	31.0	
C			Vertical	0.048	170.0	
D			Vertical	0.053	350.0	

TABLA 3 (continuación)

Croquis	Prueba	Estación captadora	Componente de aceleración	Periodo dominante seg	Aceleración máxima cm/seg ²
e) CINCO PRESIDENTES					
	1	A	Vertical	0.004	24.0
			N-S	0.004	30.0
			E-W	0.007	3.0
	2	A	Vertical	0.005	47.5
	3	A	Vertical	0.005	52.0
			N-S	0.004	29.0
		E-W	0.006	9.0	
f) LA VENTA					
	1	A	Vertical	0.006	63.5
			N-S	0.006	8.0
			E-W	—	—
		B	Vertical	0.009	48.0
			N-S	0.009	44.5
			E-W	0.009	125.0
	2	A	Vertical	0.007	84.0
		B	Vertical	0.007	22.5
		C	Vertical	0.008	40.0
		D	Vertical	0.005	22.5
	3	A	Vertical	0.007	101.5
	4	A	N-S	0.007	7.5

g) OGARRIO

Ninguna medición sobre bloques de cimentación

h) SANCHEZ MAGALLANES

Ninguna medición sobre bloques de cimentación

TABLA 4
AMPLITUDES MÁXIMAS DE ACELERACIÓN EN EL TERRENO

Croquis	Prueba	Estación captadora	Componente de aceleración	Periodo dominante seg	Aceleración máxima cm/seg ²
a) REYNOSA 7					
No se midieron vibraciones en el terreno					
b) SAN ANDRES I					
	1	A	Vertical	—	—
			N-S	0.005	24.0
			E-W	0.005	12.0
		C	Vertical	—	—
			N-S	0.015	13.0
			E-W	0.016	10.0
	2	A	Vertical	—	—
			N-S	0.004	37.5
		E-W	0.010	34.0	
	C	Vertical	—	—	
		N-S	0.014	15.0	
		E-W	0.011	8.0	
	3	A	Vertical	0.007	47.0
		B	Vertical	0.013	138.0
		C	Vertical	0.013	11.0
		D	Vertical	0.011	34.0
	4	A	Vertical	0.008	55.0
		B	Vertical	0.016	160.0
		C	Vertical	0.016	18.0
		D	Vertical	0.020	34.0
c) SAN ANDRES III					
	1	A	Vertical	0.011	50.0
			N-S	0.006	20.1
			E-W	0.004	15.0
		C	Vertical	0.007	11.0
			N-S	—	—
			E-W	0.016	24.8
	2	A	Vertical	0.007	32.0
			N-S	0.009	35.0
		E-W	0.004	11.5	
	C	Vertical	0.006	12.0	
		N-S	0.006	59.0	
		E-W	—	—	

TABLA 4 (continuación)

Croquis	Prueba	Estación captadora	Componente de aceleración	Periodo dominante seg	Aceleración máxima cm/seg ²
c) SAN ANDRES III					
	3	A	Vertical	0.009	70.0
		B	Vertical	0.014	135.0
		C	Vertical	0.006	13.0
		D	Vertical	0.007	41.0
d) HALLAZGO I					
	1	A	Vertical	0.004	81.0
			N-S	0.006	195.3
			E-W	0.006	102.0
		C	Vertical	0.018	6.0
			N-S	—	—
			E-W	—	—
	2	A	Vertical	0.004	86.0
			N-S	0.005	148.8
		E-W	0.006	90.0	
C		Vertical	0.017	8.0	
		N-S	—	—	
		E-W	0.051	5.0	
	3	A	Vertical	0.005	87.0
		B	Vertical	0.051	214.0
		C	Vertical	0.018	8.0
		D	Vertical	0.006	25.0
e) CINCO PRESIDENTES					
	1	A	Vertical	0.004	24.0
			N-S	0.004	30.0
			E-W	0.007	20.0
		C	Vertical	0.014	7.0
			N-S	0.014	20.0
			E-W	0.016	3.0
	2	A	Vertical	0.005	47.5
		B	Vertical	0.013	6.0
		C	Vertical	0.010	5.0
	3	A	Vertical	0.005	52.0
			N-S	0.004	29.0
			E-W	0.006	9.0
B		Vertical	0.017	5.0	
		N-S	—	—	
		E-W	—	—	
	C	Vertical	0.014	5.0	
		N-S	0.013	15.0	
		E-W	—	—	

TABLA 4 (continuación)

Croquis	Prueba	Estación captadora	Componente de aceleración	Periodo dominante seg	Aceleración máxima cm/seg ²
e) CINCO PRESIDENTES					
	4	D	Vertical	0.006	60.0
		E	Vertical	0.005	40.0
		F	Vertical	0.009	50.0
		G	Vertical	0.005	11.0
	5	E	Vertical	0.005	56.5
			N-S	0.007	95.0
			E-W	0.013	95.0
		G	Vertical	0.006	11.0
			N-S	0.006	42.0
			E-W	0.007	30.0
	6	D	Vertical	0.008	65.0
		E	Vertical	0.005	49.0
		F	Vertical	0.009	50.0
		G	Vertical	0.005	10.0
7	E	Vertical	0.005	62.5	
		N-S	0.007	55.0	
		E-W	0.010	75.0	
	G	Vertical	0.007	10.0	
		N-S	0.009	115.0	
		E-W	0.008	25.0	
f) LA VENTA					
	3	A	Vertical	0.007	101.5
		E	Vertical	—	—
		F	Vertical	0.010	57.5
		G	Vertical	—	—
	4	A	N-S	0.007	7.5
		G	N-S	0.021	20.0
g) OGARRIO					
	1	A	Vertical	0.008	103.0
			N-S	0.006	6.0
		C	Vertical	0.008	18.0
			N-S	0.006	5.0
	2	A	N-S	0.025	15.0
			E-W	0.016	17.0
		B	Vertical	0.006	103.0
			Vertical	0.019	12.0
C	Vertical	0.007	5.0		
	Vertical	0.007	5.0		

TABLA 4 (continuación)

Croquis	Prueba	Estación captadora	Componente de aceleración	Periodo dominante seg	Aceleración máxima cm/seg ²
g) OGARRIO					
	3	A	Vertical	0.006	102.3
			N-S	0.006	12.0
			E-W	—	—
		F	Vertical	0.020	7.0
			N-S	0.014	10.0
			E-W	0.020	34.0
	4	A	Vertical	0.006	101.5
			N-S	—	—
			E-W	0.005	10.0
		F	Vertical	0.019	6.0
			N-S	0.016	16.0
			E-W	0.022	50.0
5	A	Vertical	0.005	100.0	
	E	Vertical	0.006	66.0	
	F	Vertical	0.022	9.0	
	G	Vertical	0.027	5.0	
h) SANCHEZ MAGALLANES					
	1	A	Vertical	0.008	146.5
			N-S	—	—
			E-W	0.006	50.0
		C	Vertical	0.010	60.0
			N-S	0.014	170.0
			E-W	0.011	130.0
	2	A	Vertical	0.007	149.5
			N-S	0.009	17.5
			E-W	—	—
		C	Vertical	0.006	47.5
			N-S	0.013	167.0
			E-W	0.013	571.9
3	A	Vertical	0.008	232.8	
	B	Vertical	0.006	120.0	
	C	Vertical	0.007	50.0	
	D	Vertical	0.007	5.0	
4	A	Vertical	0.006	127.3	
	B	Vertical	0.006	125.0	
	C	Vertical	0.008	52.5	
	D	Vertical	0.014	6.0	

TABLA 4 (Continuación)

Croquis	Prueba	Estación captadora	Componente de aceleración	Periodo dominante seg	Aceleración máxima cm/seg ²
	5	A	Vertical	0.007	160.8
			N-S	—	—
			E-W	0.006	66.0
	6	E	Vertical	0.008	72.5
			N-S	0.015	252.0
			E-W	0.008	168.0
	A	A	Vertical	0.005	106.0
			N-S	0.009	43.0
			E-W	—	—
	E	E	Vertical	0.006	50.0
			N-S	0.014	192.0
			E-W	0.011	140.0

vese que se eliminaron las componentes de alta frecuencia antes de integrar los acelerogramas y que solamente se integraron porciones de acelerograma correspondientes a una revolución de la máquina, ya que el movimiento es estacionario, excepto por ligeras variaciones que se observan en los registros de campo. En aquellos casos en que las curvas de aceleración son sensiblemente periódicas y aproximan senoides se puede obtener una buena estimación de la amplitud del desplazamiento, sin necesidad de integrar los acelerogramas en computadora analógica dividiendo la amplitud de aceleración entre $4\pi^2$ y multiplicando por el cuadrado del periodo dominante. La bondad de esta aproximación se puede comprobar fácilmente en los registros de las figs. 13 a 16.

En la tabla 3 se presentan los valores de las componentes de aceleración captadas en diferentes máquinas. Los lugares donde se colocaron los acelerómetros se ilustran esquemáticamente. La tabla 4 presenta la misma información para aceleraciones captadas en el terreno a diferentes distancias del foco de perturbación. Estas dos tablas resumen la información relativa a vibraciones inducidas por compresoras en operación. La utilidad de esta información es limitada debido a que en ningún caso se pudo detener la operación de máquinas vecinas para captar únicamente las vibraciones debidas a una sola compresora.

3.2 Resultados de las pruebas de laboratorio

3.2.1 Sondeos alterados y mixtos. Para obtener muestras representativas de los suelos de cimentación, Petróleos Mexicanos encomendó a la empresa Solum, S. A., la realización de nueve sondeos distribuidos en la forma siguiente:

- 5 sondeos alterados en el campo *Cinco Presidentes*

- 1 sondeo mixto en el campo *Ogarrio*
- 1 sondeo mixto en el campo *Sánchez Magallanes*
- 1 sondeo alterado en el campo *San Andrés I*
- 1 sondeo alterado en el campo *Jiliapa*

Se designa por sondeo alterado al realizado con máquina de percusión y muestreador de tubo liso. El peso del martillo es 64 kg, y su altura de caída 75 cm; la longitud y diámetro interior del tubo liso son respectivamente 60 y 3.1 cm. La muestra se recibe en una funda de plástico en el interior del tubo liso, lo que evita pérdida de humedad durante la extracción y transporte; se anota el número de golpes del martillo necesarios para obtener un avance de 30 cm.

Los sondeos mixtos fueron ejecutados con muestreador de tubo liso y con tubo Shelby. El tubo Shelby permite obtener en ciertos materiales muestras inalteradas, y consiste en un tubo de pared delgada de 10 cm de diámetro y 80 cm de longitud, hincado a presión.

Las muestras obtenidas y los registros de campo de las perforaciones efectuadas, fueron entregados por Solum, S. A., al laboratorio de mecánica de suelos del Instituto de Ingeniería, para su proceso. A continuación se describen las pruebas de laboratorio efectuadas que se mencionaron en el subinciso 2.3.2.

3.2.2 Clasificación de los materiales y descripción de los sondeos. Las muestras obtenidas de cada uno de los sondeos se clasificaron en seco y húmedo de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. En las figs. 17 a 25 aparecen los cortes estratigráficos de los sondeos, de acuerdo con dicha clasificación.

En el campo *Cinco Presidentes*, los materiales encontrados en los cinco sondeos (P_1 , P_2 , PM_1 ,

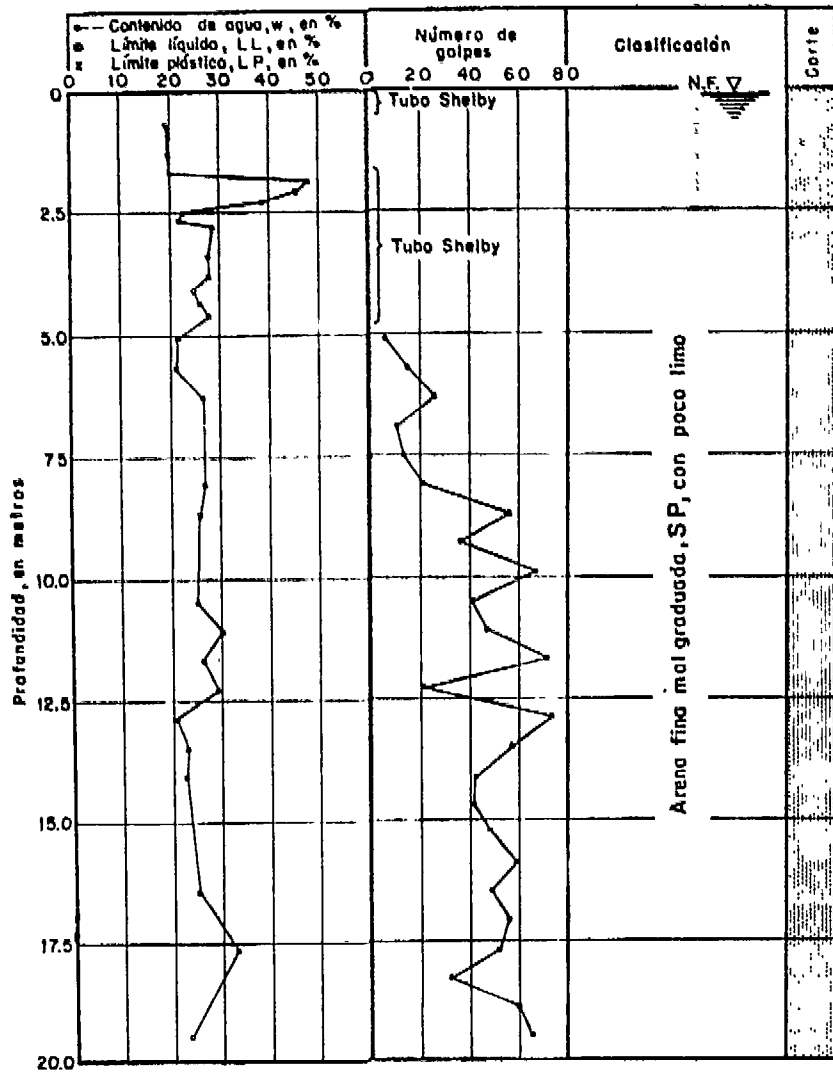


Fig. 17. Corte estratigráfico
Lugar: Cinco Presidentes, Pozo 1

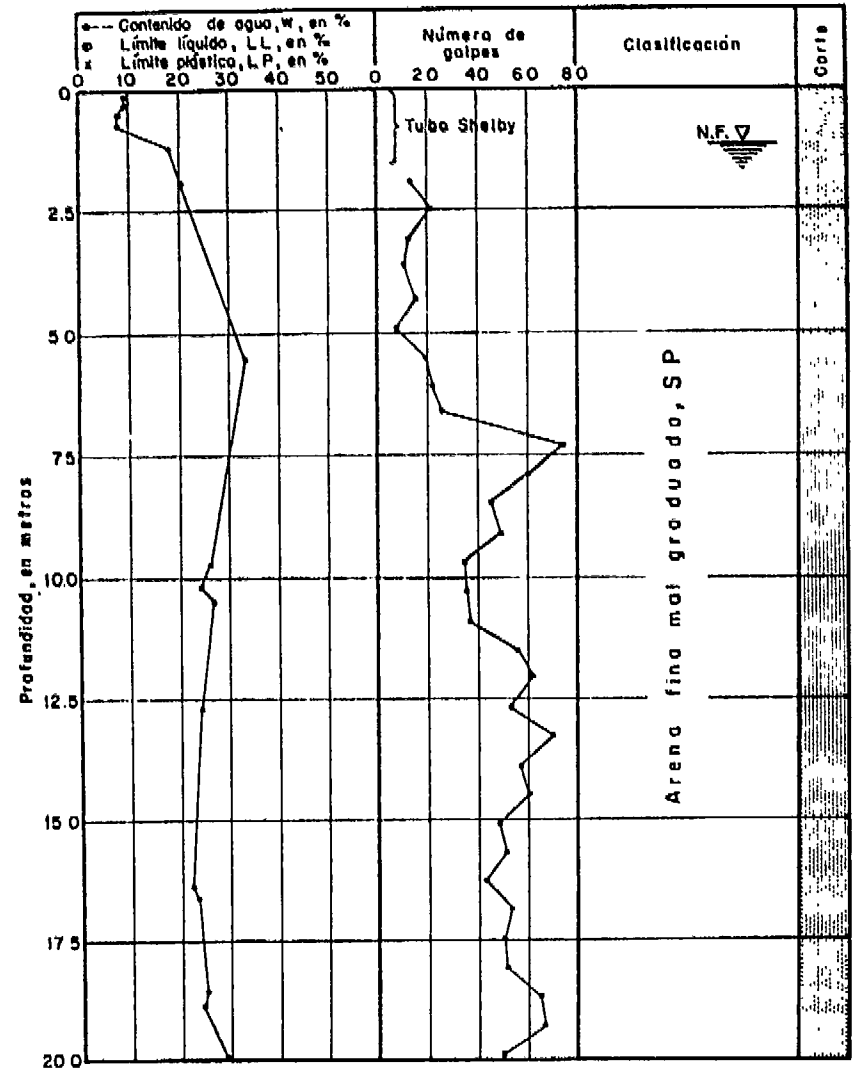


Fig. 18. Corte estratigráfico
Lugar: Cinco Presidentes, Pozo 2

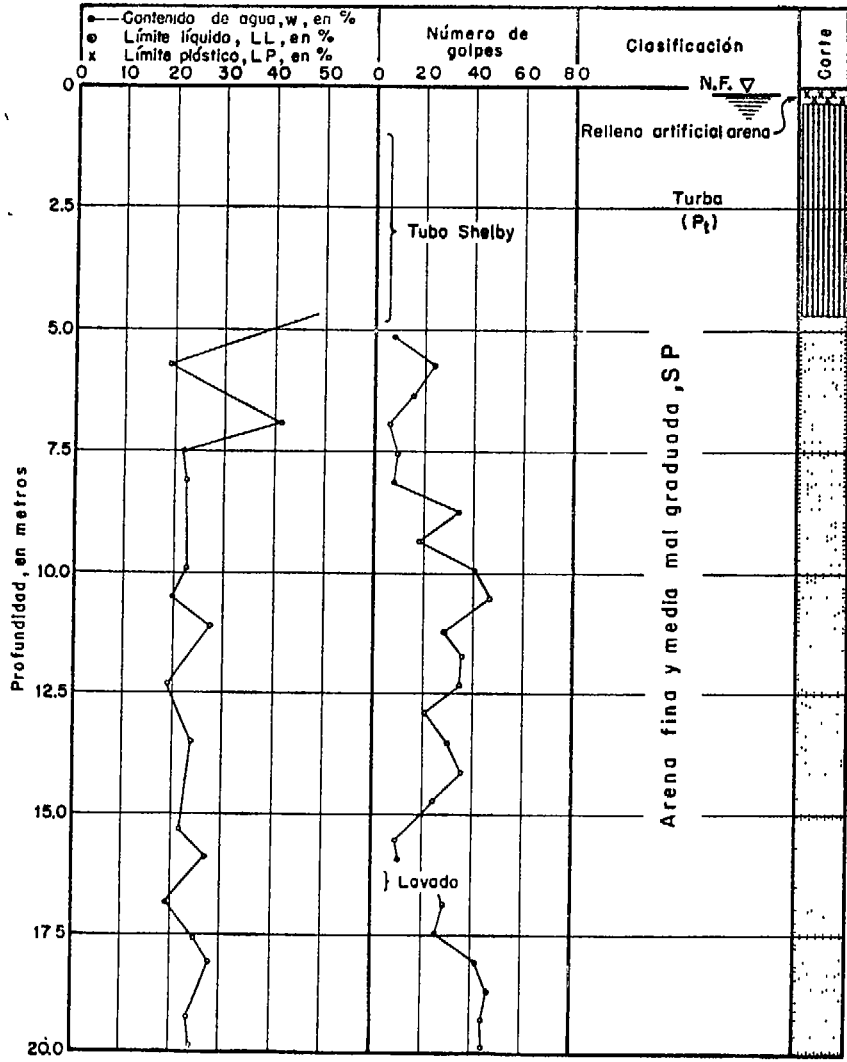


Fig. 19. Corte estratigráfico
Lugar: Cinco Presidentes, Pozo M-1

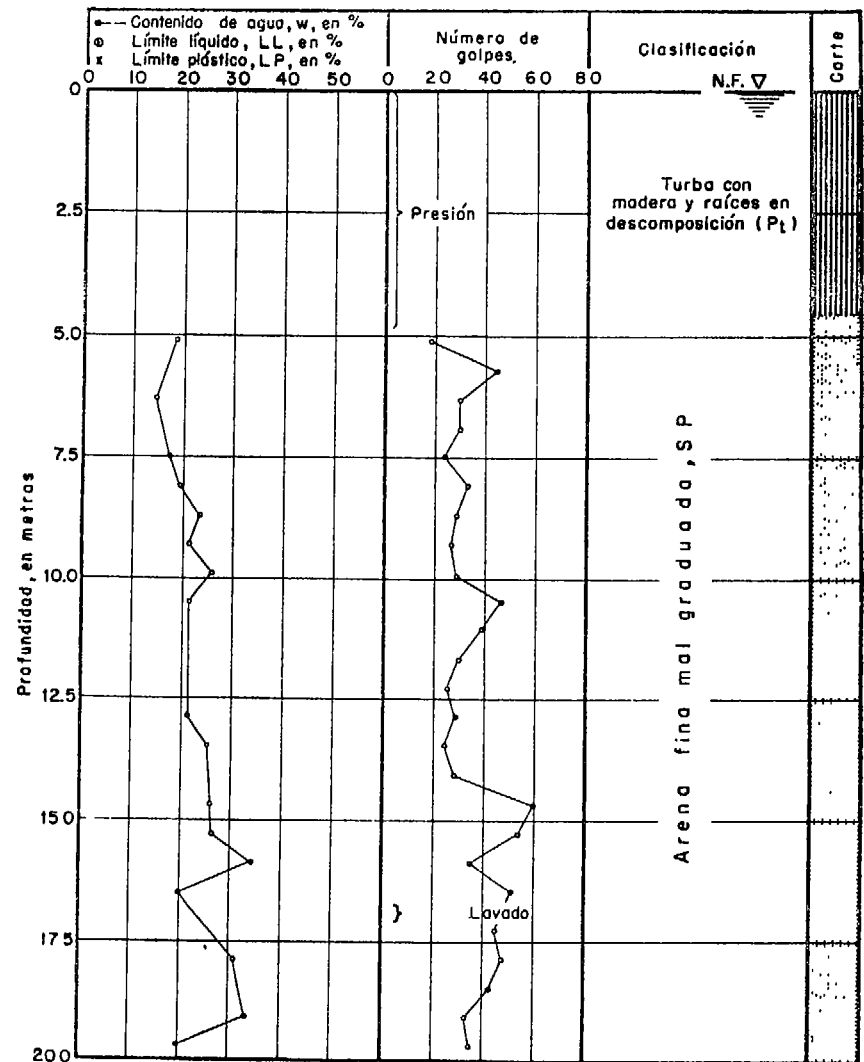


Fig. 20. Corte estratigráfico
Lugar: Cinco Presidentes, Pozo M 2

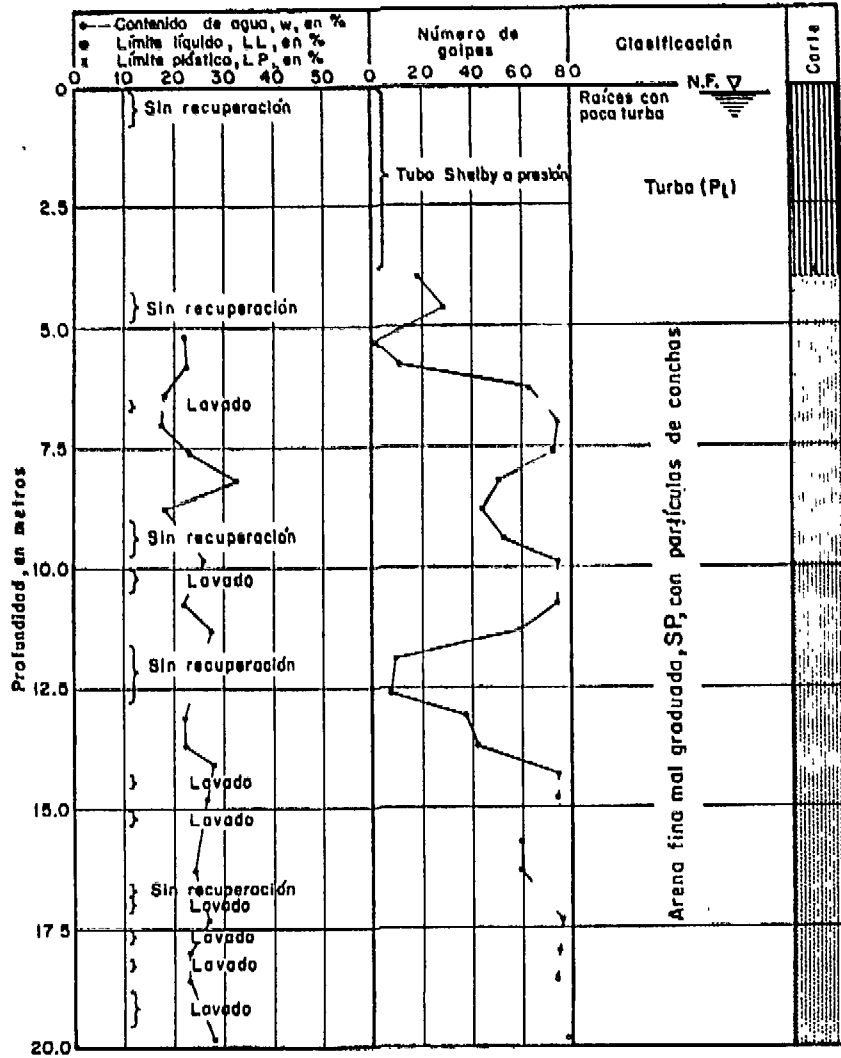


Fig. 21. Corte estratigráfico
Lugar: Cinco Presidentes, Pozo M-3

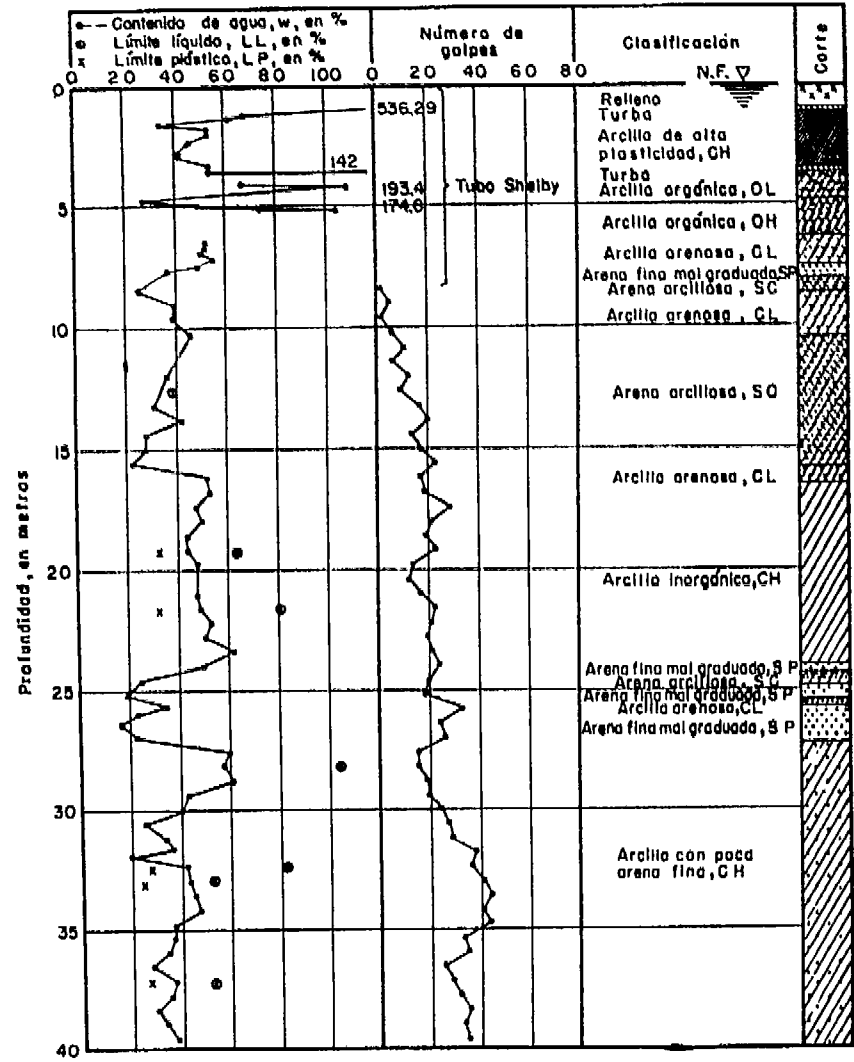


Fig. 22. Corte estratigráfico
Lugar: Ogarrío

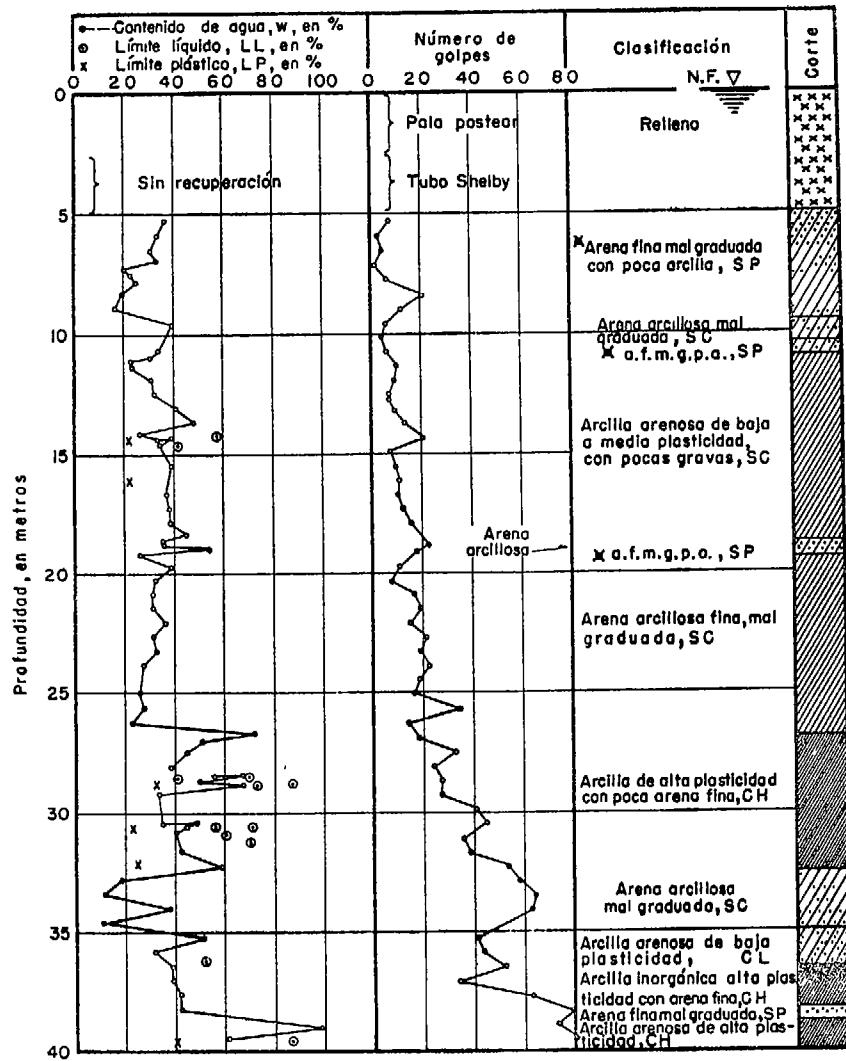


Fig. 23. Corte estratigráfico
Lugar: Sánchez Magallanes

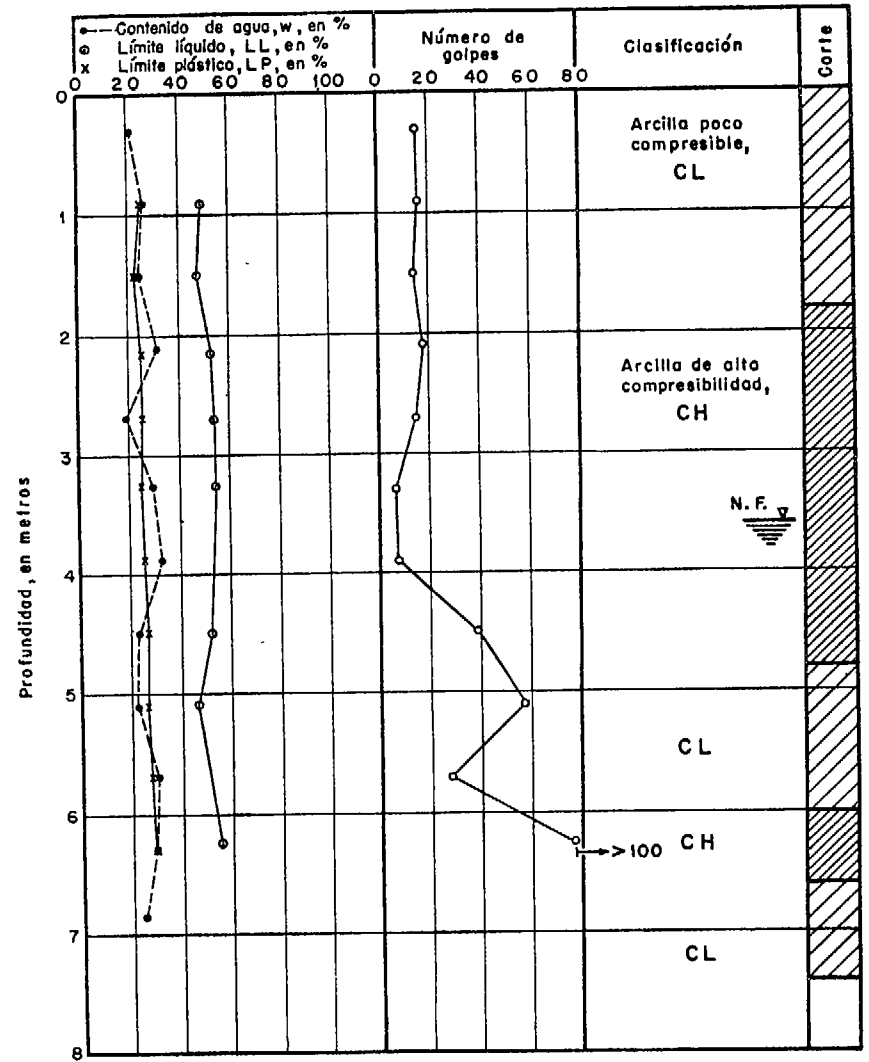


Fig. 24. Corte estratigráfico
Lugar: San Andrés I

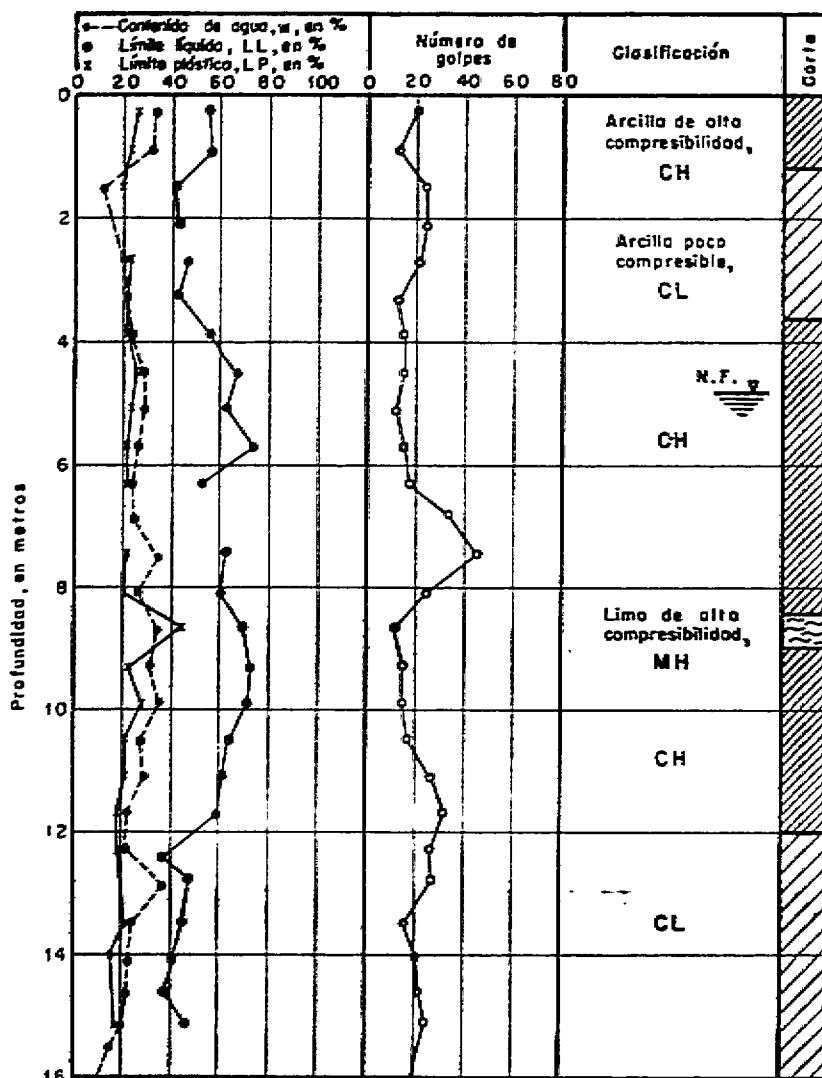


Fig. 25. Corte estratigráfico
Lugar: Jiliapa

PM_2 , PM_3) son arenas mal graduadas, finas y medias, cuyos diámetros efectivos, coeficientes de uniformidad y coeficientes de curvatura varían, respectivamente, entre 0.08 y 0.15 mm, entre 1.6 y 2.3 y entre 0.9 y 1.3.

El número de golpes necesario para hincar 30 cm el tubo liso estándar se relaciona con la compacidad relativa de las arenas según se indica en la tabla 5. De acuerdo con dicha clasificación, las arenas encontradas en el campo *Cinco Presidentes* son de mediana a alta compacidad, salvo en contados casos: en el pozo M_7 , las arenas localizadas de 6.60 a 8.20 m y de 15.50 a 16.50 m de profundidad se encuentran en estado suelto.

En el campo *Ogarrio*, el terreno de cimentación, fig. 22, está formado esencialmente por arenas arcillosas, arcillas arenosas y arcillas de alta plasticidad. La consistencia de estos materiales aumenta paulatinamente con la profundidad, como lo demuestra la curva de variación del número de golpes. Los límites plásticos de las arcillas de alta

plasticidad varían entre 24 y 32, mientras que sus límites líquidos e índices de plasticidad varían de 52 a 104, y de 25 a 54, respectivamente.

En la fig. 23 se presenta el corte estratigráfico del sondeo realizado en el campo *Sánchez Magallanes*. Los materiales constitutivos del terreno de

TABLA 5

COMPACIDAD RELATIVA EN FUNCIÓN DE
LA PENETRACIÓN ESTÁNDAR
(según Terzaghi y Peck*)

Número de golpes	Compacidad relativa
0-4	arena muy suelta
4-10	arena suelta
10-30	arena medianamente compacta
30-50	arena compacta
más de 50	arena muy compacta

cimentación son esencialmente arenas arcillosas y arcillas de alta plasticidad con intercalaciones de arenas mal graduadas y arcillas de baja plasticidad. De 5 a 11 m existe un estrato de arena mal graduada. La compacidad de estos materiales aumenta con la profundidad.

En el campo *San Andrés I*, fig. 24, los materiales encontrados son arcillas cuyas características de plasticidad las sitúan en la frontera entre arcillas de alta y baja compresibilidad; los contenidos de agua de estas arcillas son bastante uniformes y varían entre 19 y 33 por ciento. Según el número de golpes necesarios para hincar 30 cm el tubo liso estándar, los materiales encontrados se agrupan en tres categorías. De acuerdo con la clasificación dada en la ref. 6, hasta 3 m de profundidad, se trata de una arcilla rígida; de 3 a 4 m se presenta una capa de arcilla de mediana rigidez, y de 4 m en adelante la arcilla es dura. Teniendo en cuenta estas características, resulta imposible obtener muestras inalteradas con tubo Shelby y, por tanto, realizar pruebas de vibración torsional.

En la fig. 25 se presenta el corte estratigráfico del sondeo realizado en *Jiliapa*. Los materiales encontrados son arcillas de alta y baja compresibilidad con una intercalación de limo compresible. Se trata de arcillas muy rígidas y duras y tampoco en este caso se pudieron obtener muestras inalteradas con tubo Shelby.

Tanto las arcillas de *San Andrés I* como las de *Jiliapa* tienen contenidos de agua cercanos a su límite plástico.

3.2.3 Pruebas triaxiales. Para determinar el módulo de elasticidad, E , de los materiales muestreados en los campos *Cinco Presidentes*, *Sánchez Magallanes*, *Ogarrio*, *San Andrés I* y *Jiliapa*, se llevaron a cabo varias series de pruebas triaxiales consolidadas-no drenadas con ciclos de carga y descarga. Las pruebas triaxiales consolidadas-no drenadas proporcionan directamente el valor del módulo deseado, E . En efecto, supóngase que el material se comporta en forma elástica bajo el efecto de las cargas; en tal caso, las deformaciones se relacionan con las cargas, según las ecuaciones:

$$\epsilon_{axial} = \frac{1}{E} [\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)] \quad (3.2)$$

$$\epsilon_{lateral} = \frac{1}{E} [\sigma_2 - \nu(\sigma_1 + \sigma_3)] \quad (3.3)$$

designando por ϵ_{axial} , la deformación axial unitaria, y por σ_1 , σ_2 y σ_3 respectivamente, los esfuerzos axial y confinantes aplicados.

De las ecs. 3.2 y 3.3, considerando que en una prueba triaxial $\sigma_2 = \sigma_3$, se obtiene:

$$\epsilon_{axial} = \frac{1}{E} [\sigma_1 - 2\nu\sigma_3]$$

$$\epsilon_{axial} = \frac{1}{E} [\sigma_1 - \sigma_3 + (1 - 2\nu)\sigma_3] \quad (3.4)$$

Durante la etapa de carga axial, el drenaje de la probeta está cerrado; si el grado de saturación de la probeta es 100 por ciento, la relación de Poisson durante la etapa de falla es de $\nu = 0.5$; y llevando este valor a la relación anterior:

$$\epsilon_{axial} = \frac{1}{E} [\sigma_1 - \sigma_3]$$

por lo cual

$$E = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\epsilon_{axial}} \quad (3.5)$$

Con base en las consideraciones anteriores, se llevaron a cabo pruebas triaxiales consolidadas-no drenadas, con diferentes valores del esfuerzo confinante. Durante la etapa de falla se realizaron ciclos de carga y descarga a distintos niveles del esfuerzo desviador máximo, midiendo las deformaciones recuperables para cada ciclo.

Las pruebas efectuadas fueron:

- para el campo *Cinco Presidentes*, dos series en muestras compactadas de arena.
- para el campo *Ogarrio*, dos series con muestras compactadas de arena arcillosa, proveniente del muestreo con tubo liso.
- para el campo *Sánchez Magallanes*, una serie con probetas compactadas de arena arcillosa proveniente de las muestras de tubo liso, una serie con muestras inalteradas de arena arcillosa y una serie con muestras inalteradas de arcilla de alta plasticidad.
- para el campo *San Andrés I*, dos series con muestras compactadas de arcilla. La primera con presiones confinantes de 0.25, 0.50, 0.75 y 1.00 kg/cm², para materiales localizados entre 1 y 4 m. La segunda con presiones confinantes semejantes a las anteriores, para materiales localizados entre 6.0 y 7.5 m.
- para el campo *Jiliapa*, dos series con muestras compactadas de arcilla. La primera con las arcillas de baja compresibilidad y la segunda con las altamente compresibles. Las presiones confinantes fueron también 0.25, 0.50, 0.75 y 1.00 kg/cm².

Los resultados de estas pruebas, en lo referente a la relación entre el esfuerzo desviador máximo aplicado y la deformación relativa recuperable, aparecen en las figs. 26 a 35; correlativamente se presenta para cada muestra ensayada, su clasificación, lugar de procedencia, número del pozo, y propiedades índice tales como relación de vacíos, contenido de agua y grado de saturación. Los subíndices i se refieren a las propiedades iniciales, antes de la etapa de consolidación; mientras que los subíndices f son relativos a las características finales, determinadas al terminar la prueba.

Con base en las pruebas anteriores se trazaron, para cada material, los círculos de Mohr para la condición de falla; se supuso que ocurre la falla cuando la deformación unitaria total de la muestra es igual a 5 por ciento. Las envolventes de Mohr

Elevación m	Muestra	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	e_i	w_l %	G_l %	e_f	w_f %	G_f %	Serie
12.4 - 13.0	20	0.5	2.756	0.70	21.3	80.6	0.68	20.6	80.5	1a
1.6 - 3.0	3	1.0	4.158	0.66	20.8	83.4	0.63	19.8	83.2	
8.4 - 9.0	12	1.5	6.753	0.72	23.1	84.9	0.68	21.5	83.9	
12.0 - 12.6	18	2.0	8.528	0.85	24.8	77.4	0.81	23.4	76.8	
12.0 - 12.6	18	0.5	2.510	0.92	24.4	70.3	0.90	25.1	93.7	
9.4 - 10.0	15	1.0	4.810	0.72	20.8	76.5	0.66	19.9	80.0	2a
19.2 - 19.8	29	1.5	6.180	0.74	22.08	79.0	0.70	20.8	77.8	
19.6 - 20.2	32	2.0	7.670	0.74	19.8	70.8	0.69	20.6	79.0	

Elevación m	Muestra	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	e_i	w_l %	G_l %	e_f	w_f %	G_f %	Serie
10.5 o 16.5	Mezcla de Muestras 14 o 23	1.0	1.99	0.86	30.97	95.61	0.70	24.86	94.29	1a
		1.5	3.02	0.88	31.59	95.31	0.69	24.33	93.62	

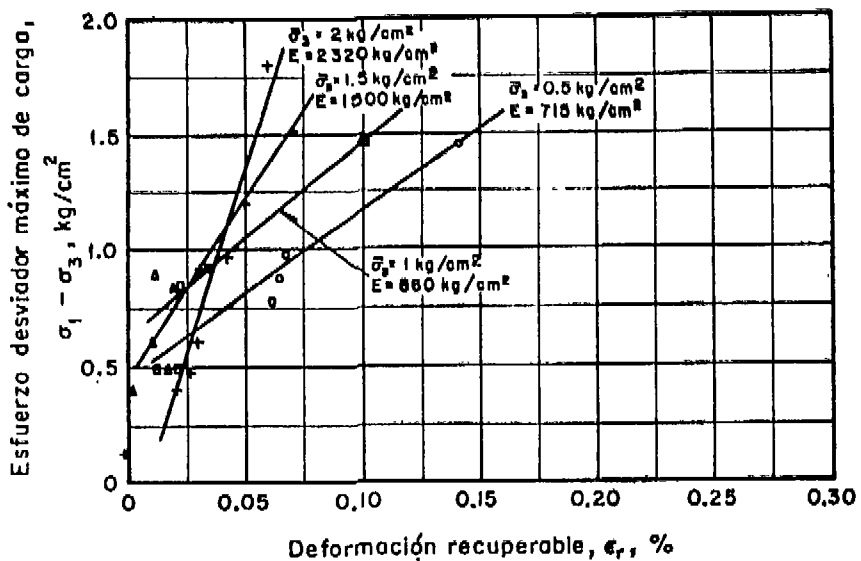


Fig. 26. Deformaciones elásticas
Lugar: Cinco Presidentes

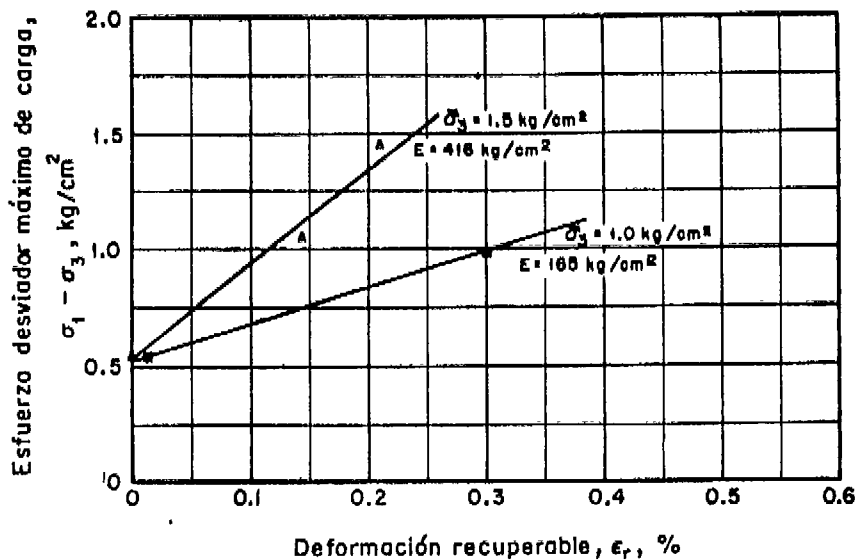


Fig. 27. Deformaciones elásticas
Lugar: Ogarrio

Elevación m	Muestra	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	e_i	w_i %	G_i %	e_f	w_f %	G_f %	Serie
13.80-14.00	1	0.5	1.25	0.68	28.13	107.1	0.51	22.62	114.9	1a
14.50-14.80		1.0	2.42	0.86	35.84	108.3	0.71	32.13	117.7	
14.35-14.50		1.5	3.49	0.98	34.87	92.5	0.87	30.96	92.5	
14.35-14.50		2.0	4.63	0.83	35.02	109.7	0.72	30.27	109.3	
14.00-14.00										

Elevación m	Muestra	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	e_i	w_i %	G_i %	e_f	w_f %	G_f %	Serie
10.5 a 16.5	Mezcla de muestras 14 a 23	1	2.04	0.78	29.17	99.29	0.65	23.70	96.81	2a
		2	4.22	0.79	29.46	99.01	0.56	22.07	104.64	

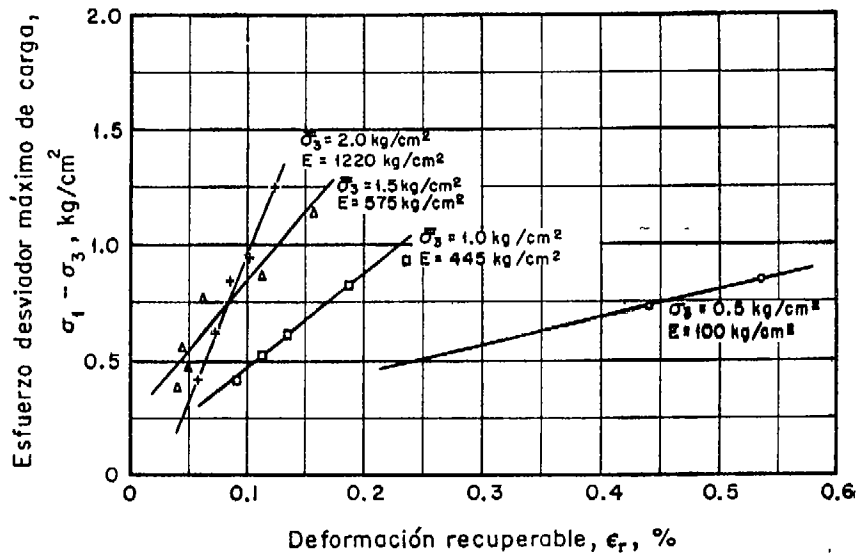


Fig. 28. Deformaciones clásticas
Lugar: Ogarrío

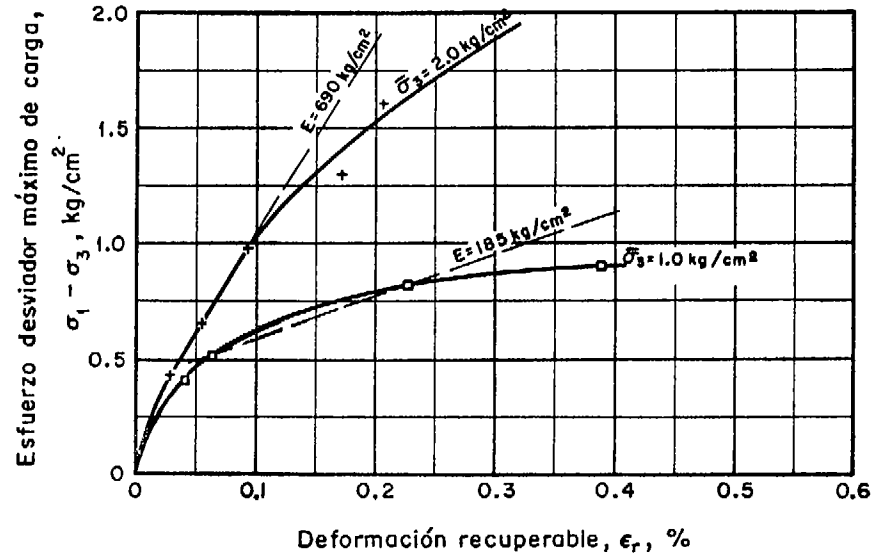
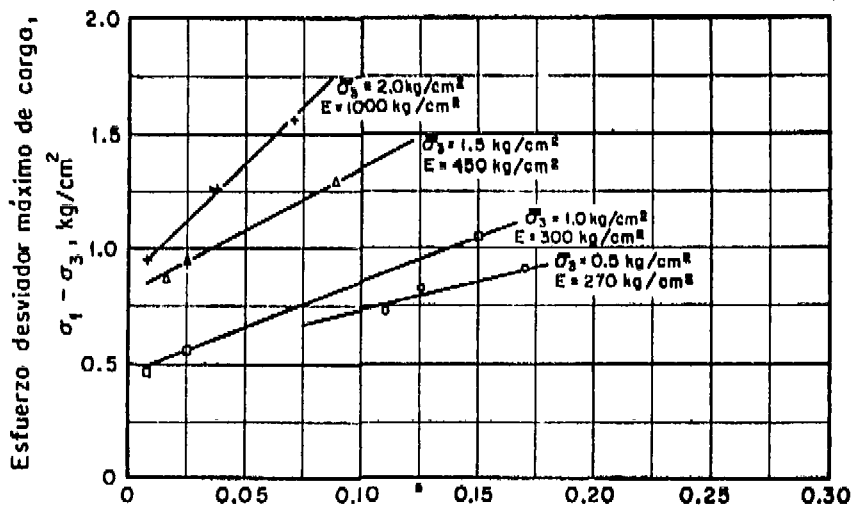


Fig. 29. Deformaciones elásticas
Lugar: Sánchez Magallanes

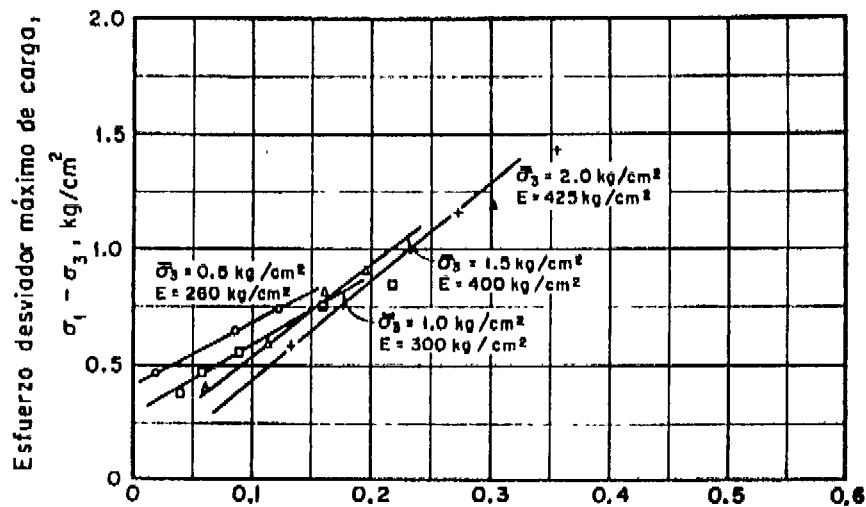
Elevación m	Muestra	σ_3 kg/cm ²	$\sigma_{1,2}$ kg/cm ²	ϵ_l	W_l %	G_l %	ϵ_f	W_f %	G_f %	Serie
19.4 a 26.6	Mezcla de muestras 25 a 36	0.5	1.51	0.62	22.93	97.03	0.50	19.61	102.76	1g
		1.0	2.62	0.58	20.64	93.24	0.45	19.36	112.72	
		1.5	3.65	0.60	22.70	99.12	0.45	18.29	106.49	
		2.0	4.49	0.58	21.51	97.17	0.45	17.76	103.40	

Elevación m	Muestra	σ_3 kg/cm ²	$\sigma_{1,2}$ kg/cm ²	ϵ_l	W_l %	G_l %	ϵ_f	W_f %	G_f %	Serie
28.85-29.00	2	0.5	1.58	1.80	69.1	101.8	1.75	68.8	104.3	1g
30.55-30.70	5	1.0	2.32	1.12	43.6	103.3	1.06	40.7	101.7	
28.70-28.85	2	1.5	3.03	1.56	62.2	105.7	1.52	61.2	106.7	
28.70-28.85	2	2.0	4.00	1.51	63.7	102.3	1.51	61.6	108.1	



Deformación recuperable, ϵ_r , %

FIG. 30. Deformaciones elásticas
Lugar: Sánchez Magallanes



Deformación recuperable, ϵ_r , %

FIG. 31. Deformaciones elásticas
Lugar: Sánchez Magallanes

Elevación m	Muestra	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	e_i	w_i %	G_i %	e_f	w_f %	G_f %	Serie
1 a 4	Mezcla de muestras 1 a 7	0.25	1.476	0.67	24.00	97.50	0.66	25.0	102.4	1 ^a
		0.50	1.814	0.69	24.10	95.00	0.69	24.4	96.6	
		0.75*	2.254	0.69	24.30	96.00	0.68	24.5	96.9	
		1.00	2.707	0.67	26.40	107.20	0.65	23.8	99.4	
		1.00	3.273	0.68	24.13	99.44	0.66	23.9	98.6	

* Los datos referentes a $\sigma_3 = 0.75$ kg/cm² no se tomaron en cuenta posteriormente por corresponder a muestras con peso volumétrico excesivo.

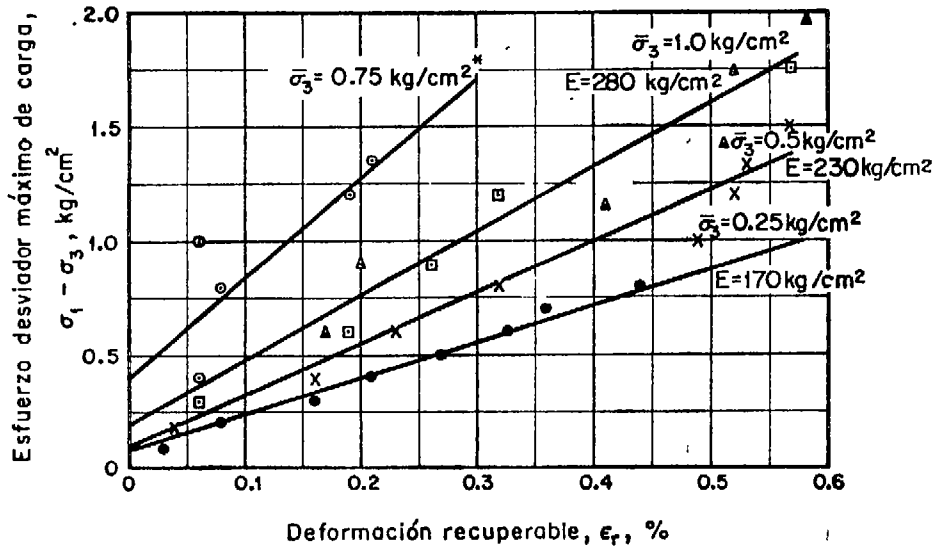


FIG. 32. Deformaciones elásticas
Lugar: San Andres I

Elevación m	Muestra	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	e_i	w_i %	G_i %	e_f	w_f %	G_f %	Serie
6.00 a 7.50	Mezcla de muestras 11, 12, 13	0.26	4.384	0.48	21.2	120.1	0.52	22.4	117.4	2 ^a
		0.50	7.335	0.44	21.5	133.0	0.43	21.5	134.0	
		0.75	7.878	0.44	20.7	128.0	0.43	21.2	131.0	
		1.00	8.928	0.44	20.9	129.0	0.43	21.4	135.2	

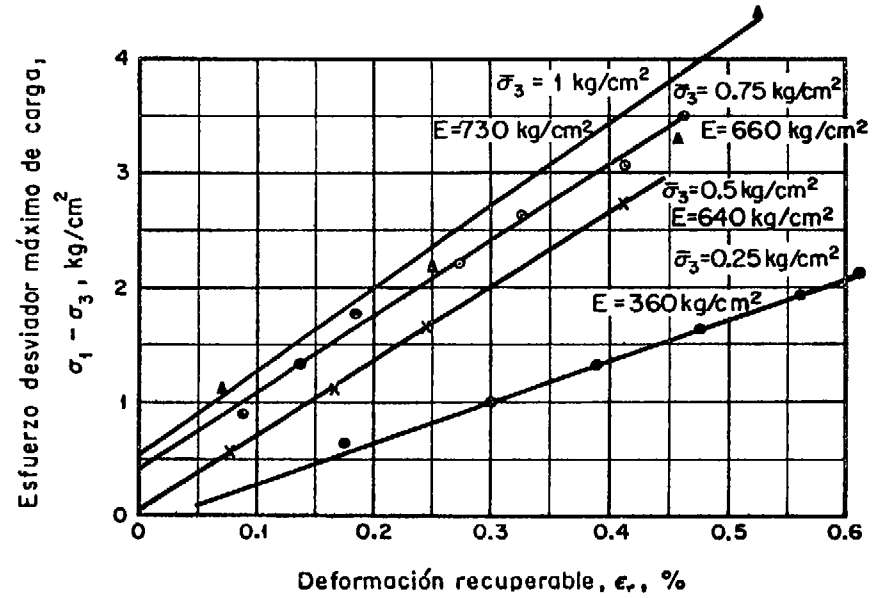


FIG. 33. Deformaciones elásticas
Lugar: San Andres I

Elevación m	Muestra	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	θ_l	W_l %	G_l %	θ_f	W_f %	G_f %	Serie
1.50-3.20	Mezcla de muestras 3a 6 y 21a 27	0.25	0.97	0.60	23.1	102.2	0.58	23.2	106.2	1a
12.30-16.10		0.53	1.38	0.60	22.9	101.3	0.59	22.9	103.3	
		0.78	1.63	0.59	22.6	102.0	0.58	22.3	102.2	
		1.00	2.05	0.60	23.1	102.4	0.56	22.3	105.9	

Elevación m	Muestra	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	θ_l	W_l %	G_l %	θ_f	W_f %	G_f %	Serie
0.20-0.90	Mezcla de muestras 1, 2, 7a 14, 16 a 20	0.26	0.92	0.74	29.4	105.1	0.73	29.2	106.2	2a
4.00-8.00		0.52	1.36	0.74	29.3	105.0	0.73	29.0	105.0	
9.30-11.70		0.75	1.33	0.76	30.9	108.0	0.72	30.6	113.0	
		1.00	1.76	0.75	30.0	106.0	0.75	30.0	106.0	

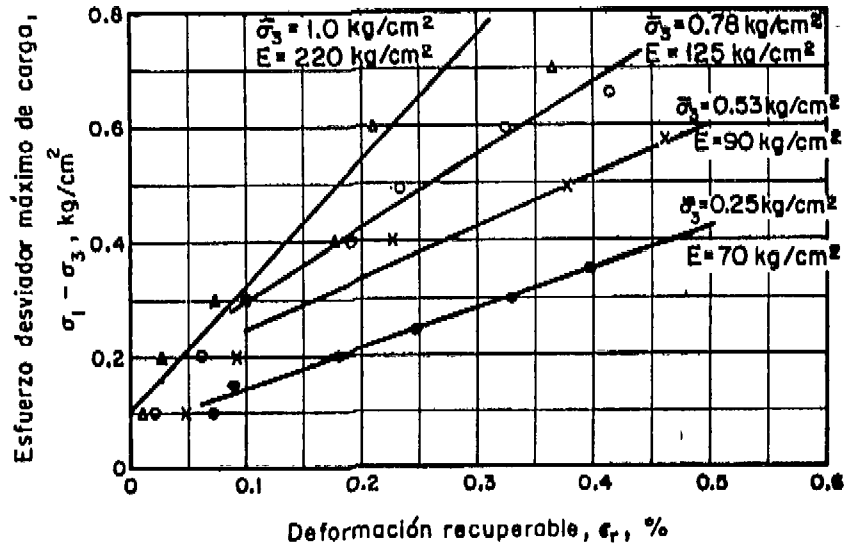


FIG. 34. Deformaciones elásticas
Lugar: Jilapa

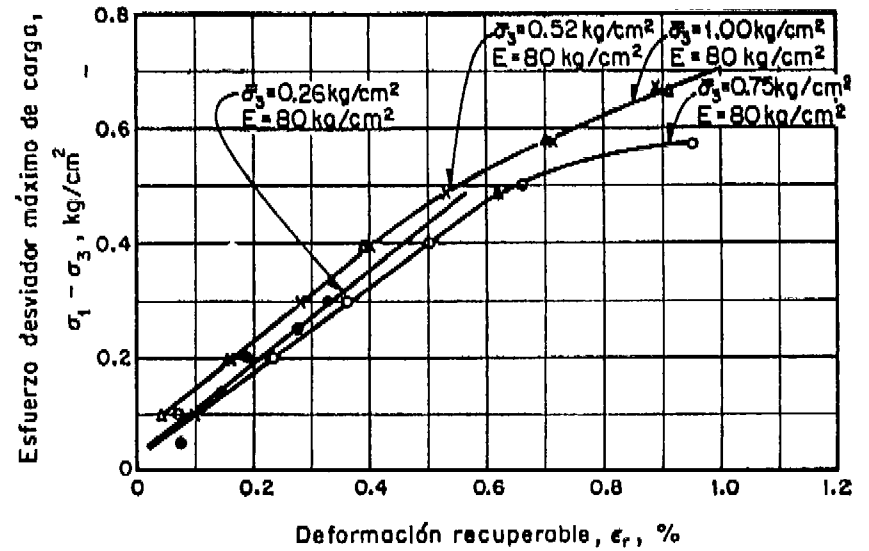


FIG. 35. Deformaciones elásticas
Lugar: Jilapa

Elevación m	Muestra	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	e_i	w_i %	G_i %	e_f	w_f %	G_f %	Serie
12.4-13.0	20	0.5	2.756	0.70	21.3	80.6	0.68	20.6	80.5	1a
1.6-2.2	3	1.0	4.158	0.66	20.8	83.4	0.63	19.8	83.2	
8.4-8.0	12	1.5	6.753	0.72	23.1	84.9	0.68	21.5	83.9	
12.0-12.6	18	2.0	8.528	0.85	24.8	77.4	0.81	23.4	76.8	

Elevación m	Muestra	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	e_i	w_i %	G_i %	e_f	w_f %	G_f %	Serie
12.0-12.6	18	0.5	2.51	0.92	24.4	70.3	0.90	25.1	93.7	2a
	16	1.0	4.61	0.72	20.8	76.5	0.66	19.9	80.0	
	29	1.5	6.18	0.72	22.05	79.0	0.70	20.6	77.8	
	32	2.0	7.67	0.74	19.08	70.8	0.69	20.6	79.0	

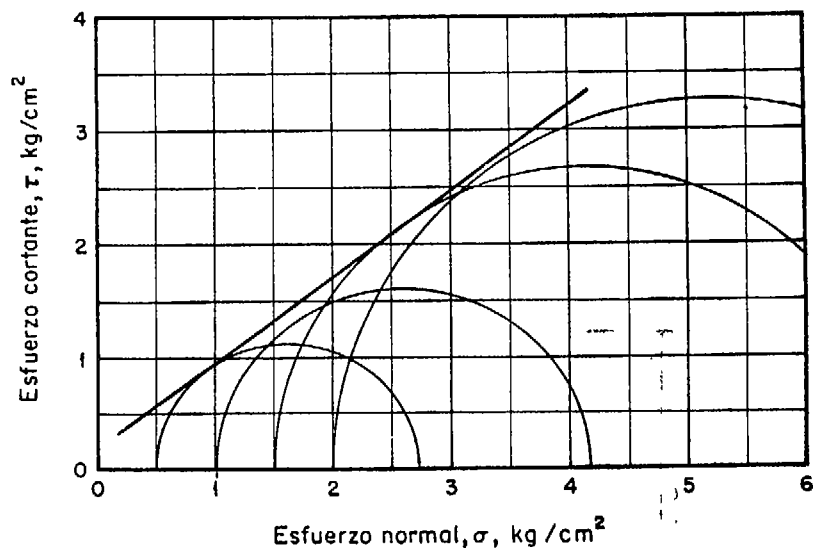


Fig. 36. *Envolvente de Mohr*
Lugar: Cinco Presidentes

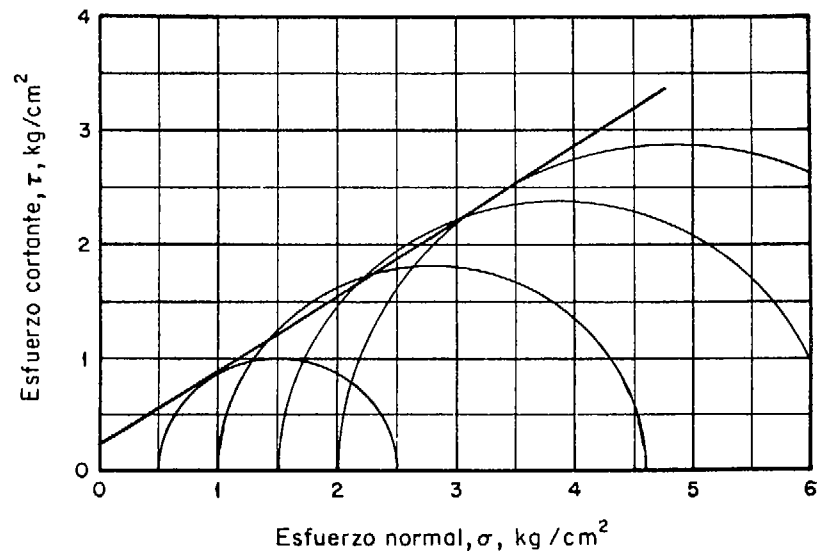


Fig. 37. *Envolvente de Mohr*
Lugar: Cinco Presidentes

Elevación m	Muestra	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	e_i	w_i %	G_i %	e_f	w_f %	G_f %	Serie
10.5 a 16.5	Mezcla de muestras 14 o 23	1.0	1.99	0.86	30.97	95.61	0.70	24.86	94.29	1 ^a
		1.5	3.02	0.88	31.59	95.31	0.69	24.33	93.62	

Elevación m	Muestra	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	e_i	w_i %	G_i %	e_f	w_f %	G_f %	Serie
10.5 a 16.5	Mezcla de muestras 14 o 23	1	2.04	0.78	29.17	99.29	0.65	23.70	96.81	2 ^a
		2	4.22	0.79	29.46	99.01	0.56	22.07	104.64	

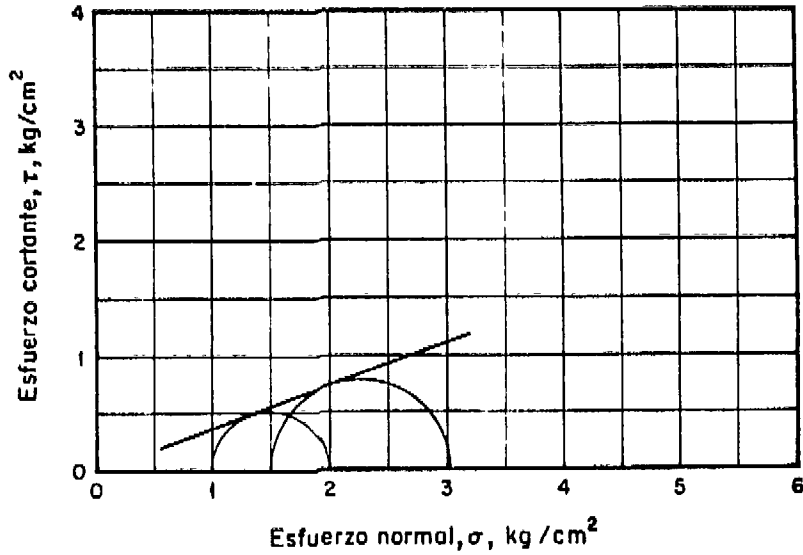


Fig. 38. *Envolvente de Mohr*
Lugar: Ogarrío

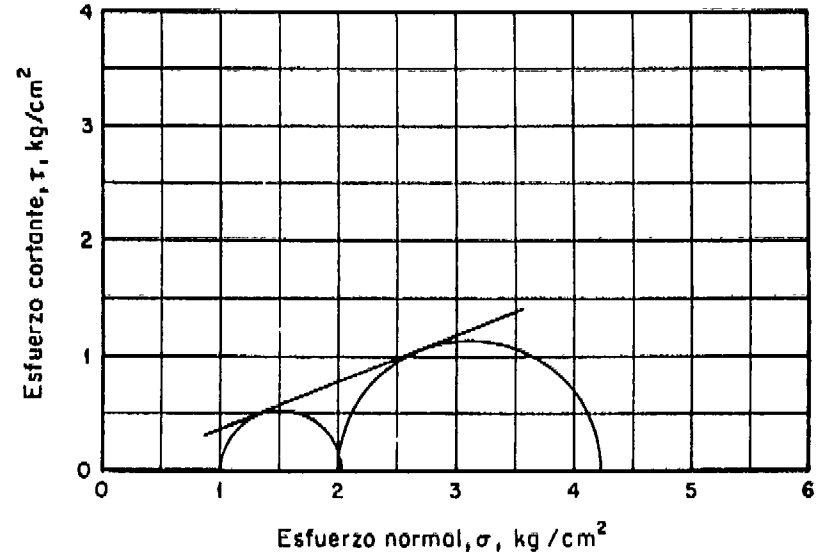


Fig. 39. *Envolvente de Mohr*
Lugar: Ogarrío

Elevación m	Muestra	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	e_i	w_i %	G_i %	e_f	w_f %	G_f %	Serie
13.80-14.00	1	0.5	1.25	0.68	28.13	107.1	0.51	22.62	114.9	1a
14.50-14.80		1.0	2.42	0.86	35.84	108.3	0.71	32.13	117.7	
14.35-14.50		1.5	3.49	0.98	34.87	92.5	0.87	30.96	92.5	
14.00-14.30		2.0	4.63	0.83	35.02	109.7	0.72	30.27	109.3	

Elevación m	Muestra	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	e_i	w_i %	G_i %	e_f	w_f %	G_f %	Serie
19.4 a 26.6	Mezcla de muestras 25 a 36	0.5	1.51	0.62	22.93	87.03	0.50	19.61	102.76	1a
		1.0	2.62	0.58	20.64	93.24	0.45	19.36	112.72	
		1.5	3.65	0.60	22.70	99.12	0.45	18.29	106.49	
		2.0	4.49	0.58	21.51	97.17	0.45	17.76	103.40	

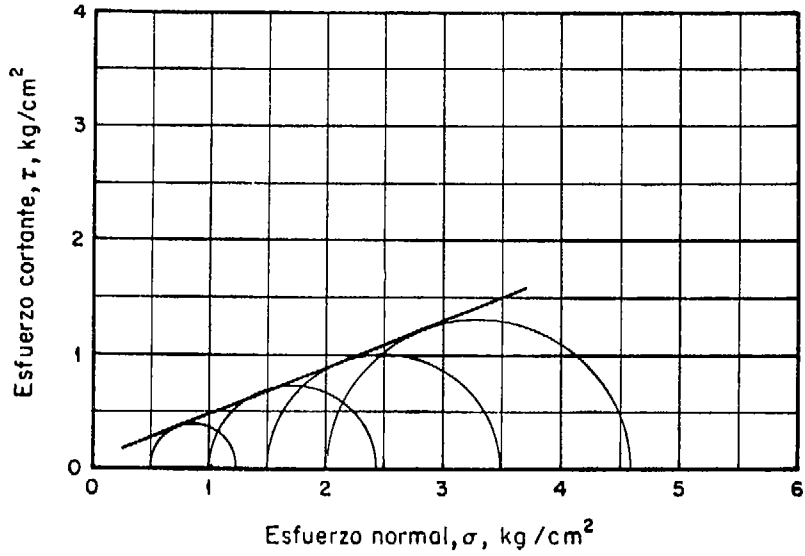


Fig. 40. *Envolvente de Mohr*
Lugar: Sánchez Magallanes

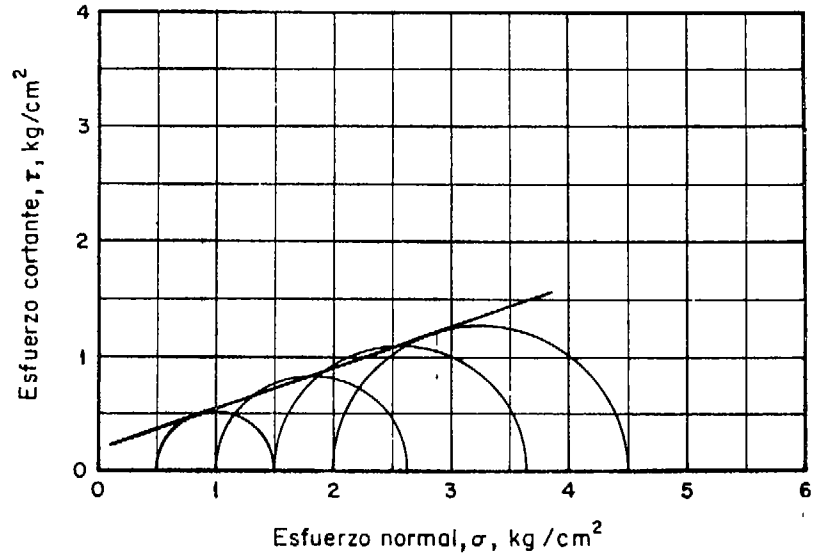


Fig. 41. *Envolvente de Mohr*
Lugar: Sánchez Magallanes

Elevación m	Muestra	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	e_i	w_i %	G_i %	e_f	w_f %	G_f %	Serie
28.65-29.00	2	0.5	1.58	1.80	69.1	101.8	1.75	68.8	104.3	1a
30.55-30.70	5	1.0	2.32	1.12	43.6	103.3	1.06	40.7	101.7	
28.70-28.85	2	1.5	3.03	1.56	62.2	105.7	1.52	61.2	106.7	
28.70-28.85	2	2.0	4.00	1.51	63.7	102.3	1.51	61.6	108.1	

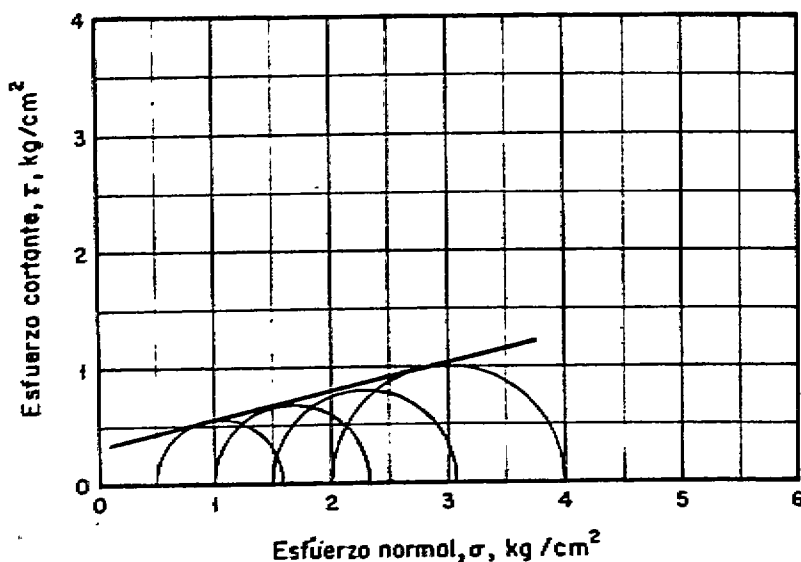


FIG. 42. Envolvente de Mohr
Lugar: Sánchez Magallanes.

para algunos materiales analizados se presentan en las figs. 36 a 42.

3.2.4 Pruebas de torsión dinámica. Para comprobar los resultados de las pruebas triaxiales consolidadas - no drenadas, se llevaron a cabo pruebas de torsión dinámica con muestras inalteradas de arcillas de alta y baja plasticidad.

Las pruebas consisten en someter a vibración torsional libre el espécimen de arcilla, sujeto en sus extremos por mordazas; una de ellas está fija en la parte superior y la otra queda solidariamente unida a la probeta. Sobre la mordaza inferior se aplica un momento torsionante que produce un giro inicial; al eliminar súbitamente dicho momento la probeta queda oscilando libremente. La vibración así inducida se registra mediante un oscilógrafo y los registros obtenidos muestran una curva típica de vibración amortiguada. El periodo de oscilación, T , se calcula midiendo el tiempo transcurrido entre la primera y la última oscilación, y dividiéndolo entre el número de ciclos.

El módulo de rigidez $G = E/2(1 + \nu)$, donde E es el módulo de Young y ν la relación de Poisson del material es igual a⁷:

$$G = \frac{0.41 \times 10^3 (4,539.18 \times 10^{-6}) + \frac{1}{3} \left(\frac{1}{2g} \gamma_w V r^2 \right)_L}{d^4 T^2} \quad (3.6)$$

siendo

- g aceleración de la gravedad = 981 cm/seg²
- γ_w peso volumétrico húmedo del material probado, kg/cm³
- V volumen de la masa de suelo oscilante, cm³
- r radio de la probeta, cm
- d diámetro de la probeta, cm
- L longitud de la parte oscilante de la probeta, cm
- T periodo de oscilación, seg

Para obtener el módulo de elasticidad, E , a partir del módulo de rigidez, G , se consideró un valor de la relación de Poisson, ν , del material igual a 0.45. En la tabla 6 aparecen los resultados obtenidos en estas pruebas y en la fig. 43 un registro típico.

TABLA 6

PRUEBAS DE VIBRACIÓN TORSIONAL

Lugar: SANCHEZ MAGALLANES

Muestra	Elevación. m	Material	γ , mín kg/cm ³	V cm ³	r cm	d cm	T seg	G/L kg/cm ³	E_{prom} kg/cm ²
1	30.85	CH	0.00129	54.3	1.75	3.50	0.027	17.148	301
							0.027	17.148	
							0.026	18.493	
							0.026	18.493	
							0.026	18.493	
							0.026	18.493	
							0.026	18.493	
							0.026	18.493	
							0.025	20.002	
2	30.85	CH	0.00121	64.5	1.75	3.50	0.033	11.490	242
							0.030	13.903	
							0.031	13.021	
							0.033	11.490	
							0.033	11.490	
							0.033	11.490	
							0.030	13.903	
							0.032	12.212	
							0.032	12.212	
3	30.85	CH	0.00130	56.8	1.75	3.50	0.040	7.817	128
							0.041	7.440	
							0.043	6.764	
							0.039	8.223	
							0.042	7.090	
							0.042	7.090	
							0.041	7.440	
							0.041	7.440	
							0.042	7.090	
1	36.25	CL	0.00152	42.8	1.75	3.50	0.025	19.990	332
							0.027	17.139	
							0.028	15.937	
							0.024	21.693	
							0.024	21.693	
							0.023	23.620	
							0.024	21.693	
							0.024	21.693	
							0.022	25.816	
0.023	23.620								

TABLA 6 (continuación)

Muestra	Elevación, m	Material	γ_h mín kg/cm ³	V cm ³	r cm	d cm	T seg	G/L kg/cm ³	E_{prom} kg/cm ²
							0.024	21.708	
							0.024	21.708	
							0.024	21.708	
							0.024	21.708	
2	36.25	CL	0.0017	42.5	1.75	3.50	0.024	21.708	249
							0.024	21.708	
							0.024	21.708	
							0.024	21.708	
							0.024	21.708	
							0.024	21.708	

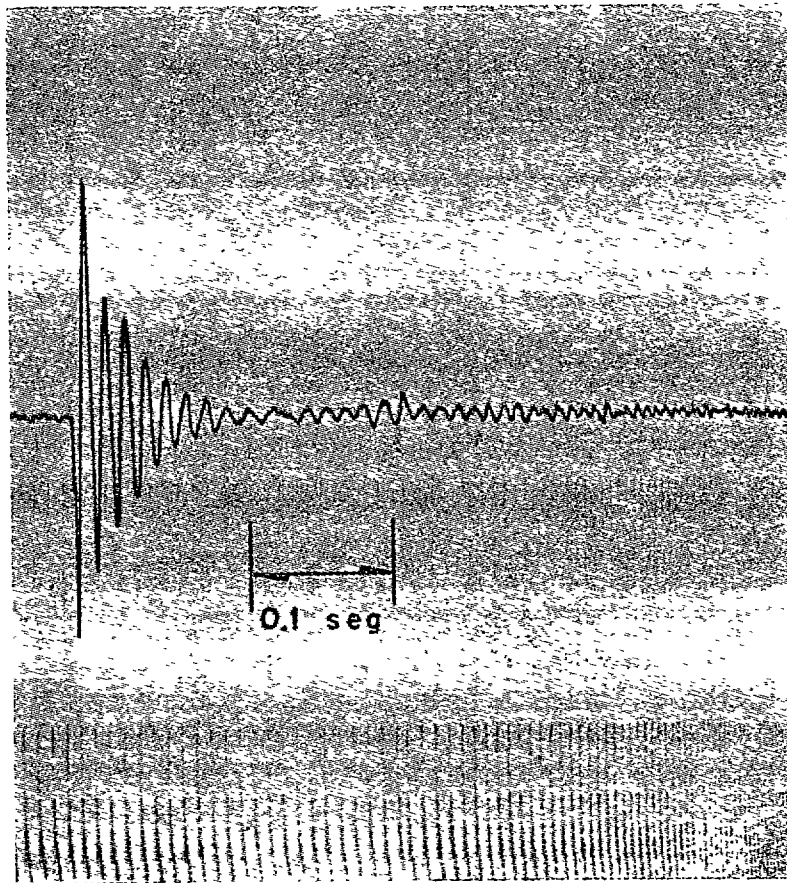


FIG. 43. Prueba de vibración torsional

3.2.5 Comparación de resultados obtenidos en el laboratorio. En las figs. 44 a 52, se han representado los valores del módulo de elasticidad en función de la presión de confinamiento para los distintos materiales probados. Estos valores del módulo se obtuvieron asimilando las curvas $(\sigma_1 - \sigma_3)$ vs ϵ_r a tramos de recta, y tomando como módulo la pendiente de esta recta en el intervalo 0.5 kg/cm²

a 1.0 kg/cm². A pesar de haber comprobado que para valores pequeños del esfuerzo desviador, $\sigma_1 - \sigma_3$, existen variaciones importantes en los resultados a causa de la fricción en los vástagos de las cámaras, las curvas representativas de la variación del módulo de elasticidad de los materiales con respecto a la presión de confinamiento son aceptables.

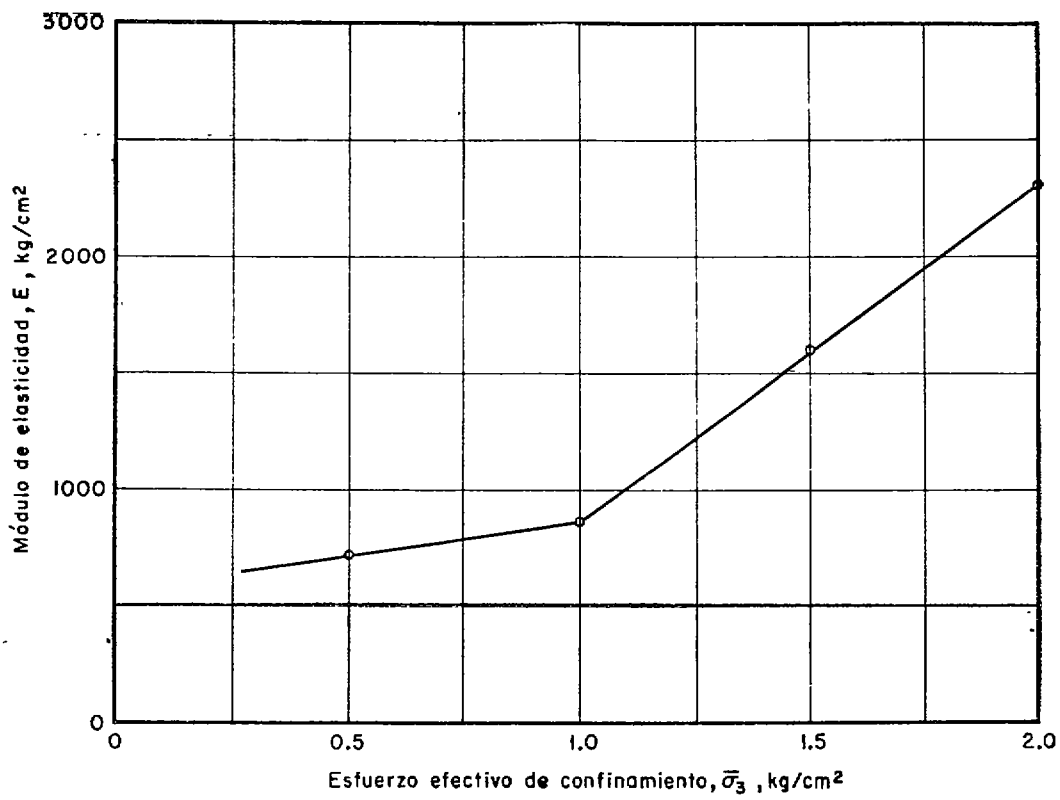


FIG. 44. Variación del módulo de elasticidad con la presión de confinamiento
Lugar: Cinco Presidentes

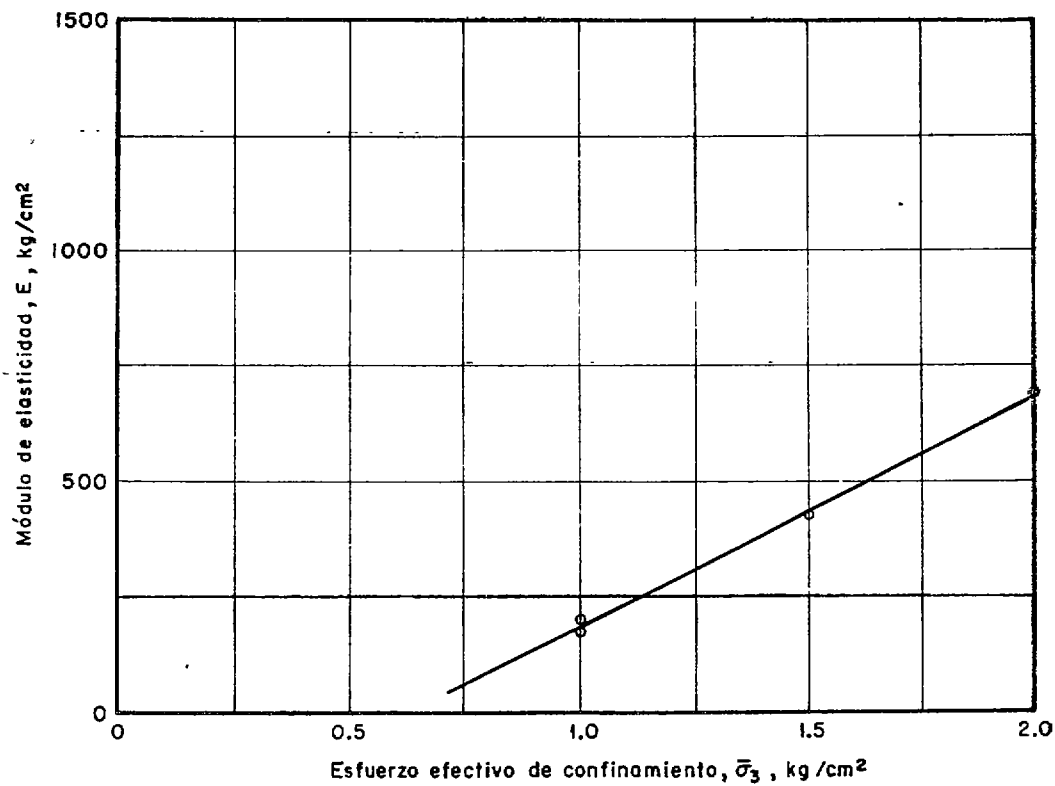


FIG. 45. Variación del módulo de elasticidad con la presión de confinamiento
Lugar: Ogarrio

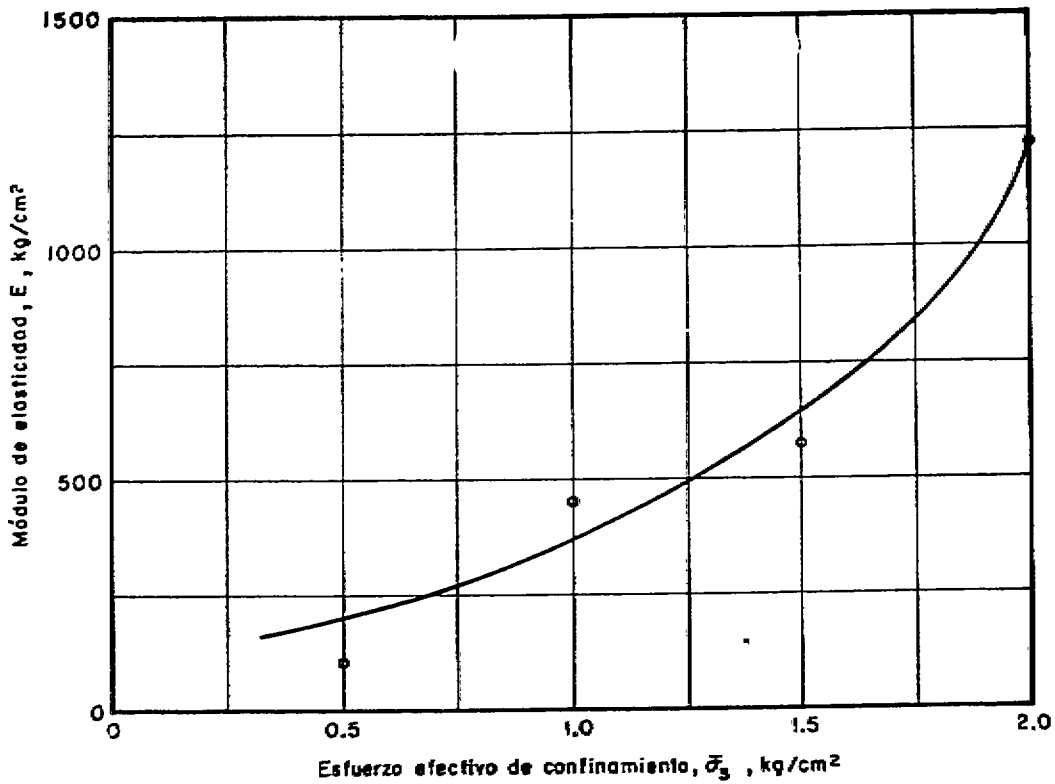


FIG. 46. Variación del módulo de elasticidad con la presión de confinamiento
Lugar: Sánchez Magallanes

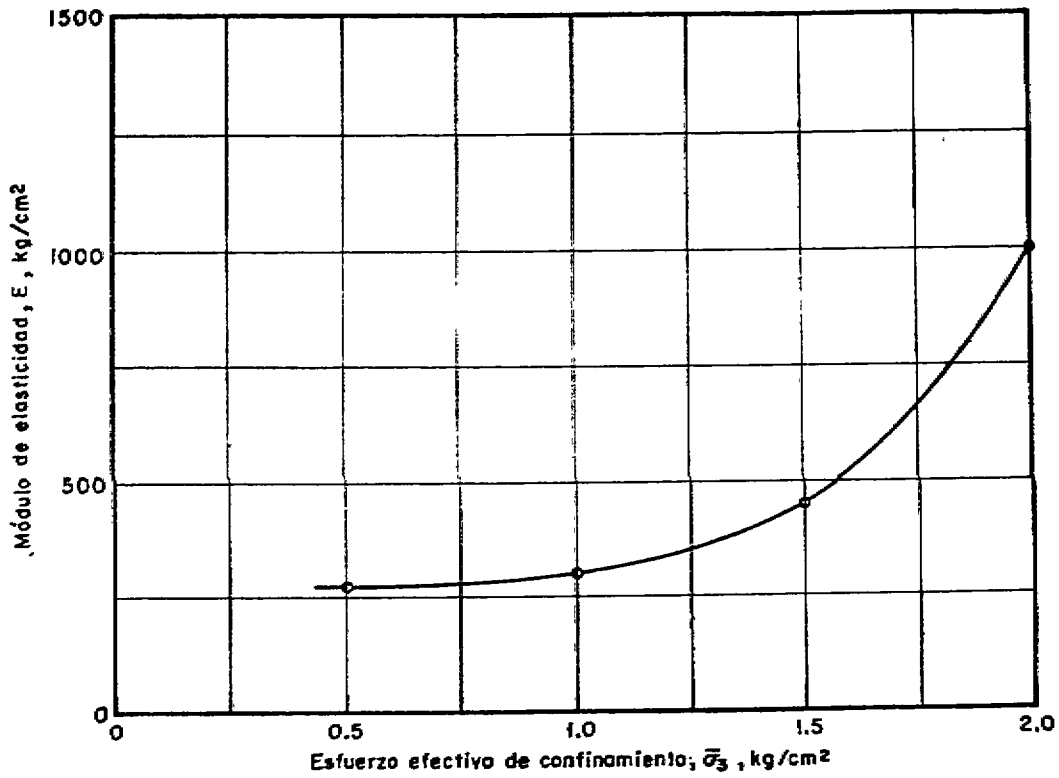


FIG. 47. Variación del módulo de elasticidad con la presión de confinamiento
Lugar: Sánchez Magallanes

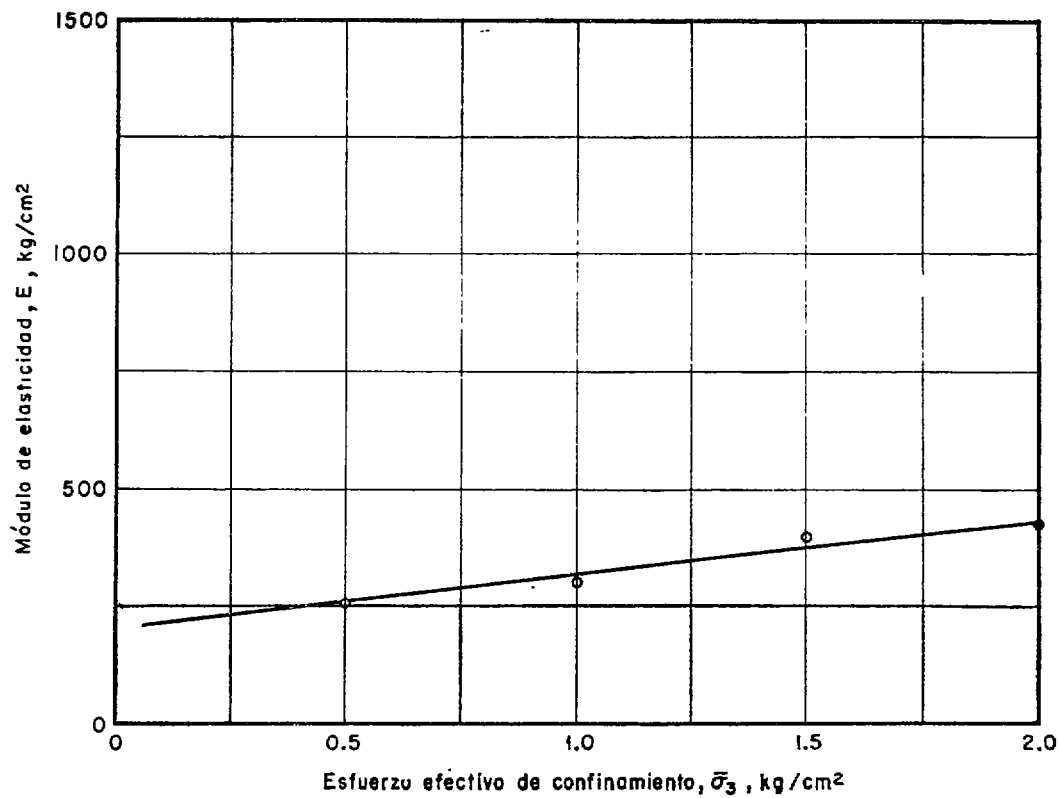


Fig. 48. Variación del módulo de elasticidad con la presión de confinamiento
Lugar: Sánchez Magallanes

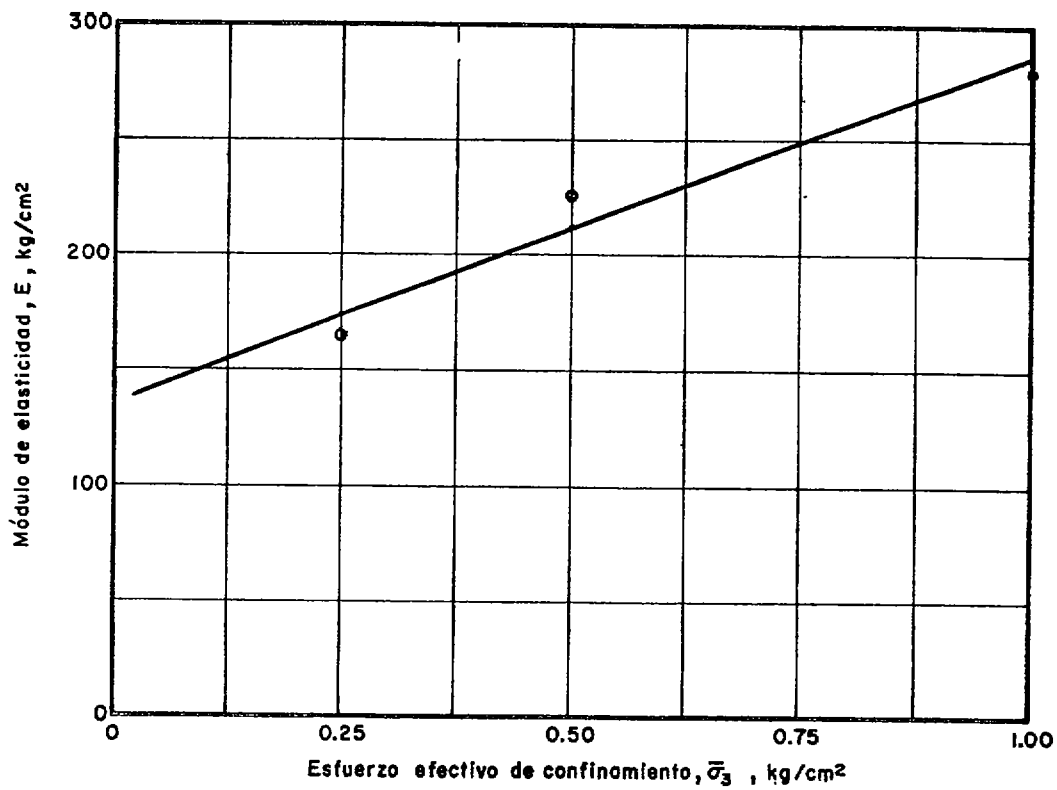


Fig. 49. Variación del módulo de elasticidad con la presión de confinamiento
Lugar: San Andrés I

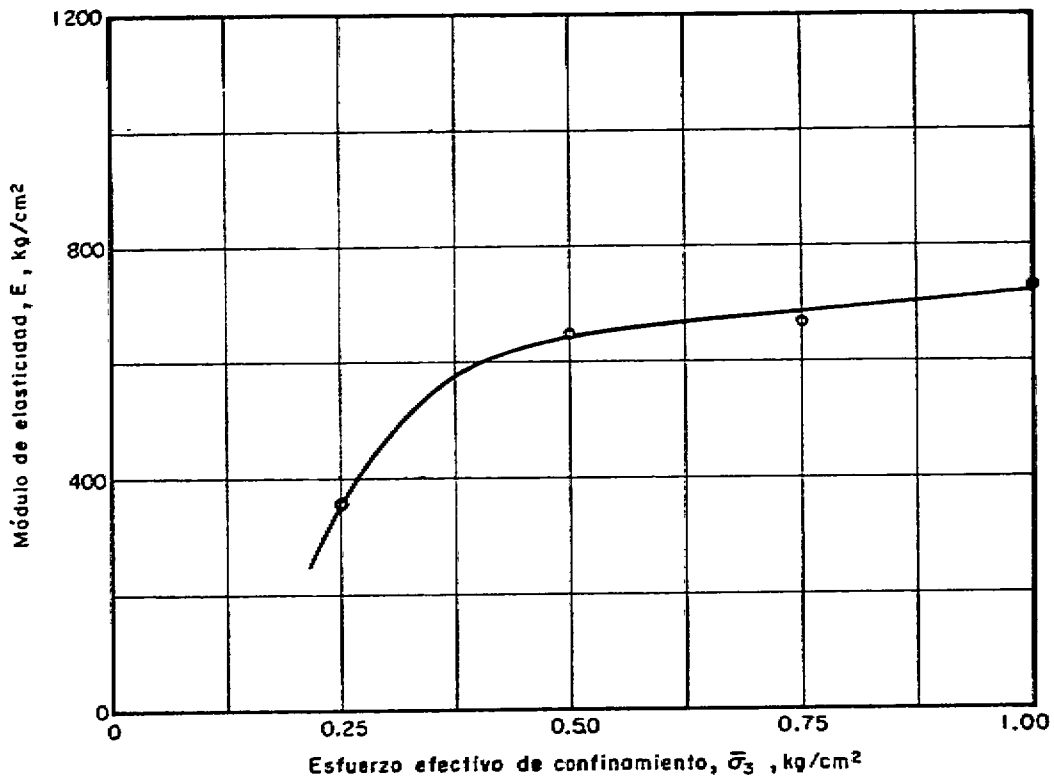


FIG. 50. Variación del módulo de elasticidad con la presión de confinamiento
Lugar: San Andrés I

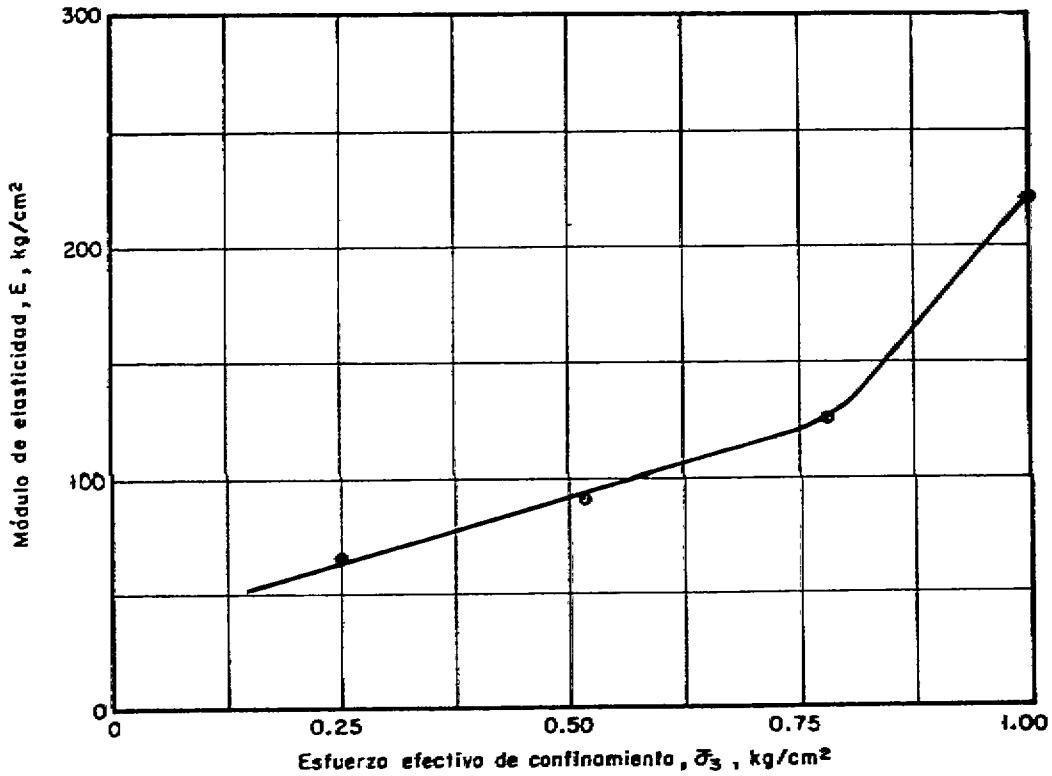


FIG. 51. Variación del módulo de elasticidad con la presión de confinamiento
Lugar: Jiliapa

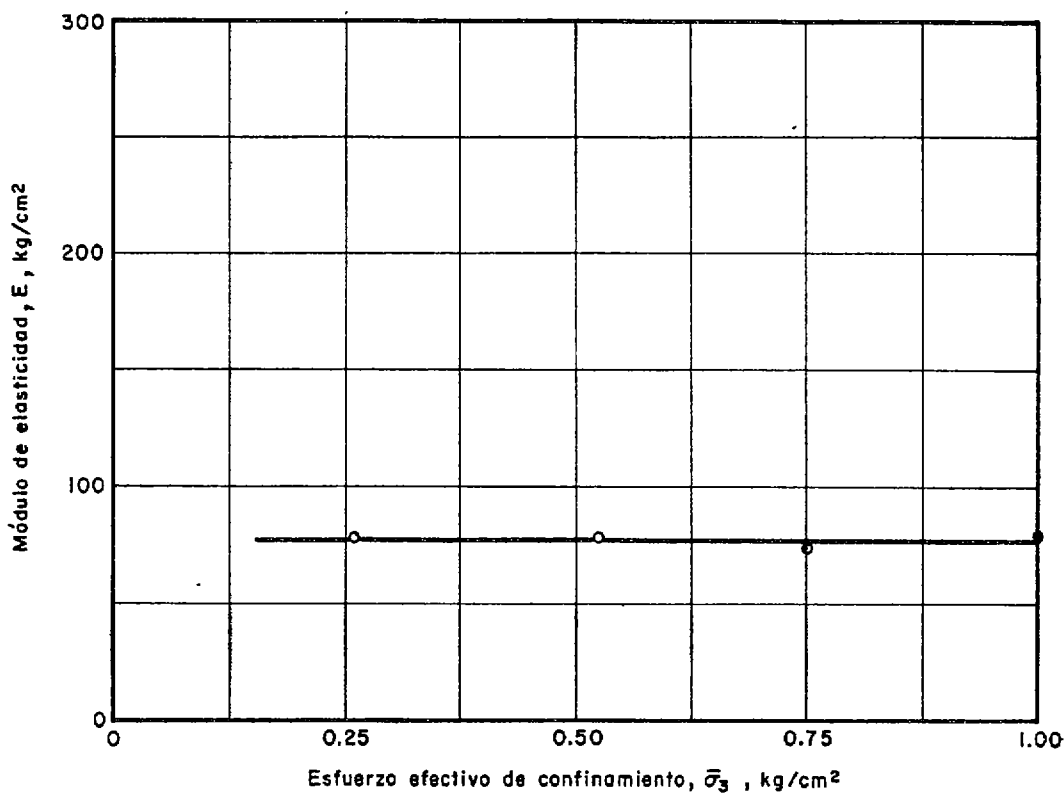


Fig. 52. Variación del módulo de elasticidad con la presión de confinamiento
Lugar: Juliapa

Se ha podido comprobar, en particular, una muy buena concordancia entre los resultados arrojados por las pruebas de torsión dinámica y por las pruebas triaxiales consolidadas-no drenadas, para las arcillas de alta plasticidad de *Sánchez Magallanes*. En efecto, prolongando la curva que se presenta en la fig. 48, hasta un valor nulo de la presión confinante, se obtiene un valor $E = 200$ kg/cm². Por otra parte, el valor promedio de los módulos de elasticidad, E , obtenidos de pruebas de torsión dinámica para las probetas de arcilla de alta plasticidad de *Sánchez Magallanes* es $E = 223$ kg/cm², que se aproxima satisfactoriamente al dato anterior.

4. DETERMINACION DE LOS PARAMETROS PERTINENTES DEL SUELO

4.1 Método de análisis propuesto

Como se indica en la ref. 1, el método de análisis propuesto consiste en sustituir el conjunto máquina-cimentación-suelo por un sistema de un grado de libertad, sistema simple, amortiguado linealmente. Los parámetros que definen la respuesta dinámica del sistema simple son: la masa concentrada, la rigidez del elemento flexible y la constante de amortiguamiento.

Como se indica en la ref. 2, se observó en una solución analítica que el espectro de desplazamien-

tos de un cilindro circular rígido desplantado en la superficie de un semiespacio elástico, tiene la misma forma que el espectro de desplazamientos del sistema simple mencionado, siendo necesario únicamente ajustar los parámetros del sistema simple para hacer coincidir su frecuencia resonante y la amplitud correspondiente con los de la solución analítica. Como constante elástica del elemento flexible se utilizó la correspondiente al caso estático, con lo que los parámetros a calcular se redujeron a dos: la constante de amortiguamiento y la masa de suelo que se supone vibra con la cimentación. En las tablas 1 a 5 de la ref. 1 se presentan los parámetros del modelo, ajustados por el procedimiento descrito. Los parámetros están expresados en función de las dimensiones del bloque de cimentación, de la densidad de masa del suelo, ρ , de su relación de Poisson, ν , y de su módulo de elasticidad, E . Estas propiedades del suelo pueden determinarse a partir de los resultados de las pruebas de campo y de laboratorio descritos en el capítulo 3, en la forma indicada en la ref. 1.

4.2 Propiedades elásticas del suelo

Los valores medios de la densidad de masa y del módulo de elasticidad del suelo, de los diferentes sitios, investigados, se presentan en la tabla 7. Cabe aclarar que no se hicieron estudios para determinar los valores de la relación de Poisson; sin

TABLA 7

RESUMEN DE PROPIEDADES

Lugar	Densidad de masa del suelo, ρ kg-seg ² /m ³	Módulo de elasticidad, E, kg/cm ²				Promedio
		De las pruebas de carga *	De las velocidades de propagación	De las pruebas triaxiales **	De las pruebas torsionales	
Reynosa 7		2000				2000
Poza Rica 19		1353				1353
Alemán 17	Pendiente	4000				4000
S. Andrés I	Pendiente			500		500
S. Andrés III			1287			1287
Hallazgo I						
Jiliapa	Pendiente	1062		150		600
Cinco Presidentes	180	1835	481	1500		1272
La Venta			1355			1355
Ogarrio	180		138	475		307
Sánchez Magallanes	180		625	500	250	458

* Para ancho de base de 3.00 m

** Para presión confinante de 1.5 kg cm² excepto en San Andrés I y Jiliapa, donde se consignan los valores medios para presión confinante de 1.0 kg cm²

embargo, como su influencia es pequeña, los valores recomendados en la ref. 1, 0.35 para materiales granulares y 0.45 para materiales cohesivos, pueden utilizarse con entera confianza.

4.3 Verificación del modelo propuesto

La aplicación del método de solución propuesto a las diferentes máquinas estudiadas, utilizando los valores de fuerzas y momentos de desbalanceo suministrados por el fabricante, condujo consistentemente a amplitudes de vibración considerablemente menores que las medidas directamente en el campo. Por otra parte, la aplicación del método de solución tomando como valores de fuerzas y momentos de desbalanceo los obtenidos de las excentricidades accidentales probables, calculadas mediante la ecuación propuesta en la ref. 4 condujo a amplitudes de vibración considerablemente mayores que las medidas en el campo. Se llegó entonces a la recomendación incluida en la ref. 1, consistente en tomar el promedio de valores de fuerzas y pares de desbalanceo diez veces mayores que los suministrados por el fabricante y diez veces menores que los calculados a partir de las excentricidades accidentales estimadas según la ref. 4. En esta forma se obtienen amplitudes de vibración del mismo orden de magnitud que las determinadas en el campo. La bondad de esta recomendación se verifica en los dos ejemplos siguientes, en los que se utilizaron datos del suelo tomados de los ensa-

yes de laboratorio, efectuados en material del campo *Cinco Presidentes*.

EJEMPLO 1

Determinación de amplitudes de vibración en la cimentación piloteada de una compresora del campo *Cinco Presidentes*.

DATOS

A. SUELO

Arena fina, mal graduada:

Peso volumétrico en estado natural $\gamma_n = 1.65 \text{ ton/m}^3$
 Densidad de masa γ_s/g $\rho = 0.168 \text{ ton-seg}^2/\text{m}^4$
 ($g = 9.81 \text{ m/seg}^2$)
 Módulo de elasticidad (para presión confinante de 0.5 kg/cm²) $E = 760 \text{ kg/m}^2$
 Relación de Poisson $\nu_{nu} = 0.35$

B. MÁQUINA

Compresora CLARK, modelo HRA-6T:

Peso total $W_1 = 59 \text{ ton}$
 Masa total $M_1 = 6.050 \text{ ton-seg}^2/\text{m}$

Velocidad de operación	$N = 330$ rpm
Altura de la flecha*	$h_f = 1.35$ m
Altura del centro de masa*	$h_{om} = 0.80$ m
Momento de inercia centroidal de masa	$I = 2.50$ ton-m-seg ²

Fuerzas y pares de desbalanceo**

Elemento mecánico	Componente primaria	Componente secundaria
Fuerza horizontal	0 ton	0 ton
Par horizontal	0.830 ton-m	0.350 ton-m
Fuerza vertical	0.545 ton	0 ton
Par vertical	4.014 ton-m	2.353 ton-m

C. CIMENTACIÓN

Datos del bloque:

Longitud	$a = 7.860$ m
Anchura	$b = 2.439$ m
Altura	$c = 1.100$ m
Area de contacto de la base	$A = 19.171$ m ²
Volumen	$V_2 = 21.088$ m ³
Peso	$W_2 = 50.611$ ton
Masa	$M_2 = 5.159$ ton-seg ² /m

Datos de los pilotes, trabajando por punta:

Tubos de acero, cédula 40, rellenos de concreto	
Diámetro nominal	$D = 25.45$ cm
Espesor	$d = 0.93$ cm
Area de la sección transformada	$A_p = 0.164$ m ²
Longitud efectiva	$L_v = 15$ m
Número de pilotes	$n = 8$
Masa***	$M_3 = 2.410$ ton-seg ² /m

PROCEDIMIENTO

Vibración vertical

La amplitud de vibración vertical independiente, A_z , se obtiene de la expresión

$$A_z = \frac{P_z}{K_v \sqrt{\left[1 - \frac{\omega^2}{\omega_p^2}\right]^2 + \left[2\xi_r \frac{\omega}{\omega_p}\right]^2}} \quad (4.1)$$

donde

P_z promedio aritmético de los valores de las fuerzas verticales, ton

* Valores estimados
 ** Valores proporcionados por el fabricante
 *** Correspondiente a la mitad de su longitud efectiva L_v

$$P_z = \frac{10[P_z]_1 + [P_z]_2}{2} \quad (4.2)$$

donde

$[P_z]_1$ componente primaria del valor de la fuerza vertical, que en este caso es 0.545 ton

$[P_z]_2$ valor de la fuerza vertical, considerando la masa giratoria, la excentricidad e y la velocidad de operación. Se calcula con la expresión

$$[P_z]_2 = M_1 e \omega^2 + M_1 g / 10 \quad (4.3)$$

donde

$$e = 50/N = 4.6 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\omega^2 = 1,193 \text{ (rad/seg)}^2$$

Sustituyendo valores en (4.3),

$$[P_z]_2 = 9.256 \text{ ton}$$

Llevando $[P_z]_1$ y $[P_z]_2$ a (4.2),

$$P_z = 7.353 \text{ ton}$$

K_v constante elástica del elemento flexible en vibración vertical en ton/m, para cimentaciones piloteadas, se calcula con la ecuación siguiente*

$$K_v = n \frac{A_p E}{L_v} \mu \quad (4.4)$$

donde

E módulo de elasticidad del material del pilote = 1.450,000 ton/m²

μ coeficiente de corrección (función de la relación espaciamento medio/diámetro). En este caso, $\mu = 1$

Sustituyendo valores en (4.4),

$$K_v = 127,000 \text{ ton/m}$$

ω frecuencia circular de operación de la máquina, rad/seg; $\omega = 2\pi N/60$

ω_v frecuencia natural del modelo, vibrando verticalmente, rad/seg.

La frecuencia natural del modelo ω_v , para vibración vertical, está dado por

$$\omega_v = \sqrt{\frac{K_v}{M}} \quad (4.5)$$

donde

M masa del conjunto máquina-cimentación, incrementada con la masa de los pilotes,

$$M = M_1 + M_2 + M_3 \quad (4.6)$$

Sustituyendo los valores M_1, M_2, M_3 en (4.6)

$$M = 13.619 \text{ ton-seg}^2/\text{m}$$

Entonces,

$$\omega_v = 96.40 \text{ rad/seg}$$

ξ_v porcentaje de amortiguamiento crítico

El porcentaje de amortiguamiento crítico, ξ_v , se calcula con la expresión

$$\xi_v = \frac{C_v}{2\sqrt{K_v M}} \quad (4.7)$$

donde

C_v coeficiente de amortiguamiento lineal, que a su vez está dado por la expresión (tabla 5¹)

$$C_v = \sqrt{K_v M_s} \quad (4.8)$$

$$C_v = 558 \text{ ton-seg/m}$$

Sustituyendo C_v, K_v y M en (4.7).

$$\xi_v = 0.213$$

En la (4.1) se obtiene

$$A_z = 0.066 \text{ mm}$$

Vibración horizontal

Para el cálculo de la amplitud de vibración horizontal se usa la ecuación

$$A_x = \frac{P_x}{K_h \sqrt{\left[1 - \frac{\omega^2}{\omega_h^2}\right]^2 + \left[2 \xi_h \frac{\omega}{\omega_h}\right]^2}} \quad (4.9)$$

donde cada término tiene el mismo significado que en (4.1), sólo que para este tipo de vibración se emplean los subíndices h , x .

Para cimentaciones piloteadas, la constante elástica del elemento flexible, K_h , se calcula con la expresión

$$K_h = n \frac{12}{(L_h/r^2)} \frac{A_p E}{L_h} \mu \quad (4.10)$$

donde

L_h profundidad de apoyo del pilote, trabajando por punta

r radio de giro de la sección transformada del pilote respecto a un eje centroidal perpendicular a la dirección del desplazamiento = 0.114 m.

Los demás términos que intervienen en (4.10) ya se han definido. Al sustituirlos en esta ecuación se obtiene,

$$K_h = 129,000 \text{ ton/m}$$

P_z se obtuvo aplicando una expresión semejante a (4.2), resultando

$$P_z = 1.660 \text{ ton}$$

La frecuencia natural del modelo, ω_h , se calcula con la expresión

$$\omega_h = \sqrt{\frac{K_h}{M}} \quad (4.11)$$

Sustituyendo K_h, M en (4.11) se tiene,

$$\omega_h = 97.10 \text{ rad/seg}$$

El porcentaje de amortiguamiento crítico, ξ_h , se obtiene con la ecuación

$$\xi_h = \frac{C_h}{2\sqrt{K_h M}} \quad (4.12)$$

donde, tabla 5¹

$$C_h = 41.1 \sqrt{K_h M_s} \quad (4.13)$$

es decir,

$$C_h = 556 \text{ ton-seg/m}$$

Llevando C_h, K_h, M a (4.12), se obtiene

$$\xi_h = 0.209$$

Sustituyendo términos en (4.9) se obtiene,

$$A_x = 0.014 \text{ mm}$$

Vibración de cabeceo

La amplitud del desplazamiento angular A_ϕ , producido por la acción de un par periódico, M_y , sen ωt , contenido en un plano vertical, está dada por la expresión

$$A_\phi = \frac{M_y}{K_c \sqrt{\left[1 - \frac{\omega^2}{\omega_c^2}\right]^2 + \left[2 \xi_c \frac{\omega}{\omega_c}\right]^2}} \quad (4.14)$$

donde

$$M_y = \frac{10 [M_y]_1 + [M_y]_2}{2} = 24.138 \text{ ton-m}$$

K_c constante elástica de vibración en cabeceo, que para cimentaciones piloteadas está dada por la expresión¹

$$K_c = \sum_{i=1}^n \frac{EA}{L_r} x_i^2 \mu$$

En este caso $\frac{AE\mu}{L_v}$ ya se conoce,

$$K_c = \frac{AE\mu}{L_v} \sum_{i=1}^n x_i^2 \quad (4.15)$$

donde

x_i distancia del i -ésimo pilote al eje de cabeceo = 0.78 m

Sustituyendo valores en (4.15) se obtiene

$$K_c = 78,800 \text{ ton-m}$$

Por otra parte,

ω_c frecuencia natural del modelo, vibrando en cabeceo, que se calcula con la ecuación

$$\omega_c = \sqrt{\frac{K_c}{I_1 + I_2}} \quad (4.16)$$

donde

I_1 momento de inercia de masa de la máquina respecto al eje de cabeceo* = 38.40 ton-seg²-m

I_2 momento de inercia de masa del bloque de cimentación respecto al eje de cabeceo = 10.22 ton-seg²-m. (Se ha aumentado a la masa del bloque de cimentación, la masa de los pilotes correspondiente a la mitad de su longitud efectiva.)

Sustituyendo numéricamente los términos que intervienen en (4.16) se tiene

$$\omega_c = 40.20 \text{ rad/seg}$$

El porcentaje de amortiguamiento crítico, ξ_c , se obtiene con la ecuación,

$$\xi_c = \frac{C_c}{2\sqrt{K_c(I_1 + I_2)}} \quad (4.17)$$

donde

$$C_c = 0.97 \sqrt{K_c M_s} \quad (\text{tabla 5}^1)$$

$$C_c = 422 \text{ ton-seg/m}$$

$$\therefore \xi_c = 0.108$$

Sustituyendo valores en la ec. 4.14 resulta.

$$A_\phi = 0.00096 \text{ rad}$$

Las amplitudes de los desplazamientos vertical y horizontal en una arista longitudinal del bloque de

* Eje que pasa por el centroide del área de contacto entre la base del bloque de cimentación y el suelo, y es paralelo al lado mayor del área de contacto.

cimentación, originados por el cabeceo, se calculan con las expresiones

$$A_{v\phi} = \frac{1}{2} b A_\phi \quad (4.18)$$

$$A_{h\phi} = c A_\phi \quad (4.19)$$

donde

b, c , son respectivamente el ancho y la altura del bloque de cimentación.

Sustituyendo valores en (4.18) y (4.19) se tiene

$$A_{1\phi} = 1.19 \text{ mm}$$

$$A_{h\phi} = 1.05 \text{ mm}$$

Las amplitudes de la vibración vertical independiente, A_z , y de la producida por el cabeceo, $A_{v\phi}$, permiten estimar la amplitud resultante de la arista con la expresión

$$A_v = \sqrt{A_z^2 + A_{v\phi}^2} \quad (4.20)$$

Sustituyendo los valores numéricos de $A_z, A_{v\phi}$ en (4.20) se obtiene,

$$A_v = 1.36 \text{ mm}$$

En forma análoga se calcula la amplitud de la vibración, A_h , resultante de A_z y $A_{h\phi}$

$$A_h = \sqrt{A_z^2 + A_{h\phi}^2}$$

es decir,

$$A_h = 1.06 \text{ mm}$$

EJEMPLO 2

A partir de los datos que se consignan en los incisos A, B y C y de las amplitudes de vibración determinadas en el campo, se procederá a calcular el módulo de elasticidad, E , del suelo del campo *Hallazgo I* donde se instaló una compresora CLARK modelo HMB-10, cimentada por superficie.

DATOS

A. SUELO

Peso volumétrico en estado natural	$\gamma_h = 1.65 \text{ ton/m}^3$
Densidad de masa	$\rho = 0.168 \text{ ton-seg}^2/\text{m}^4$
Relación de Poisson	$\nu = 0.35$

B. MÁQUINA

Peso total	$W_1 = 36.77 \text{ ton}$
Masa total	$M_1 = 3.75 \text{ ton-seg}^2/\text{m}$
Velocidad de operación	$N = 600 \text{ rpm}$

Altura del centro de masa* $h_{cm} = 0.65 \text{ m}$
 Momento de inercia centroidal de masa* $I = 1.60 \text{ ton-m-seg}^2$

Fuerzas y pares de desbalanceo**

Elemento mecánico	Componente primaria
Fuerza horizontal	0.206 ton
Par horizontal	0.192 ton-m
Fuerza vertical	0 ton
Par vertical	0.082 ton-m

C. BLOQUE DE CIMENTACIÓN

Longitud $a = 10.715 \text{ m}$
 Anchura $b = 3.120 \text{ m}$
 Altura $c = 1.090 \text{ m}$
 Area de contacto de la base $A = 33.430 \text{ m}^2$
 Volumen $V_2 = 36.440 \text{ m}^3$
 Peso $W_2 = 87.45 \text{ ton}$
 Masa $M_2 = 8.91 \text{ ton-seg}^2/\text{m}$
 Presión estática de contacto $p = \frac{W_1 + W_2}{A} = 0.371 \text{ kg/cm}^2$

PROCEDIMIENTO

De la ecuación,

$$A_z = \frac{[P_z]_{prom}}{K_r \sqrt{\left[1 - \frac{\omega^2}{\omega_p^2}\right]^2 + \left[\frac{2\xi_p \omega}{\omega_p}\right]^2}} \quad (4.9)$$

se despejará K_r , ya que A_z , $[P_z]_{prom}$, ω , son conocidos y ω_p , ξ_p son funciones de K_r . Se tiene,

$$\omega_p = \sqrt{\frac{K_r}{M_r + M}} \quad (4.10)$$

donde

M_r masa del prisma virtual de suelo que se supone vibra verticalmente con el conjunto máquina-cimentación.

$$M_r = Ah_r \rho$$

donde

A , ρ se conocen, y h_r altura del prisma virtual de suelo = $0.26 \sqrt{A}$ (tabla 5¹)

M masa del conjunto máquina-cimentación = $M_1 + M_2$

* Datos supuestos
 ** Datos suministrados por el fabricante

Por otra parte,

$$\xi_p = \frac{C_v}{2\sqrt{K_r(M_r + M)}} \quad (4.11)$$

en la que $C_v = 6.7 \sqrt{K_r \rho h_r^3}$ (tabla 5¹).

De la integración de los acelerogramas (figs. 13, 14, 15 y 16) se obtuvo

$$A_z \approx 0.5 A_{r,0} ; A_z^2 = 0.25 A_{r,0}^2 \quad (4.12)$$

Se observa que la amplitud de vibración vertical producida por la acción de una fuerza vertical periódica resulta ser aproximadamente la mitad de la amplitud vertical producida por efecto de un par periódico.

La amplitud vertical resultante de las componentes anteriores está dada por

$$A_v = \sqrt{A_z^2 + A_{r,0}^2} \quad (4.13)$$

Despejando $A_{r,0}^2$ de (4.12) y sustituyendo este valor en (4.13) se obtiene

$$A_r = 2.23 A_v \quad (4.14)$$

Tomando el valor máximo de A_v obtenido de la integración de los acelerogramas y despejando A_z de (4.14),

$$A_z = 35.4 \times 10^{-4} \text{ m}$$

El valor de $[P_z]_{prom}$ se obtuvo aplicando la ec. 4.2,

$$[P_z]_{prom} = 2.865 \text{ ton}$$

Incorporando el valor numérico de los términos que intervienen en (4.9) y despejando K_r , se llega a la ecuación cuadrática

$$K_r^2 - 1,660 K_r - 6,552,200,000 = 0$$

La raíz positiva es,

$$K_r = 81,800 \text{ ton/m}$$

Recordando que K_r está dada por la expresión

$$K_r = \frac{E}{1 - \nu^2} k_r \sqrt{A}$$

se puede despejar el módulo de elasticidad del suelo, E

$$E = \frac{K_r(1 - \nu^2)}{k_r \sqrt{A}} \quad (4.15)$$

Para una relación largo/ancho = 3.43, $k_r = 1.24$ (tabla 2¹).

Sustituyendo numéricamente K_v , v^2 , k , y \sqrt{A} en la ec. 4.15, se obtiene finalmente

$$E = 1,000 \text{ kg/cm}^2$$

5. CONCLUSIONES

De la investigación presentada en este trabajo se llega a las conclusiones siguientes:

- Es evidente que el modelo propuesto para estudiar la respuesta dinámica de la cimentación de una máquina, produce valores de amplitudes de vibración del mismo orden de magnitud que los determinados por medición directa en el campo.
- La determinación del módulo de elasticidad del suelo puede hacerse fácilmente mediante pruebas de carga y descarga en placas o pilotes y los resultados obtenidos son semejantes a los que se deducen de pruebas de laboratorio efectuadas con probetas inalteradas, tratándose de suelos cohesivos. Esta conclu-

sión resulta evidente al comparar los datos arrojados por las pruebas de placa en *Jiliapa* con los obtenidos de pruebas de laboratorio con materiales compactados del mismo sitio.

6. REFERENCIAS

1. Nieto, J. A. y Reséndiz, D., "Criterios de diseño para cimentaciones de maquinaria". *Ingeniería*, Vol. 37, No. 3, jul. 1967, pp. 257-270.
2. Nieto, J. A., Rosenblueth, E. y Rascón, O. A., "Modelo matemático para representar la interacción dinámica de suelo y cimentación", *Bol. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, Vol. 3, No. 2, sept. 1965.
3. Veletsos, A. S., "Preliminary Vibration Study of Platform for Unigas I compressor Station", informe confidencial presentado a Brown & Root, Inc. de Houston, Texas, dic. 1963.
4. Barkan, D. D., "Dynamics of Bases and Foundations", *McGraw-Hill Book Company, Inc.*, 1962.
5. Rascón, O. A., "Espectros de temblores en el Valle de México considerando la viscosidad del suelo". Tesis de Maestría, *UNAM*, 1964.
6. Terzaghi, K. y Peck, R. B., "Soil Mechanics in Engineering Practice", *John Wiley and Sons, Inc.*, 1948.
7. Elorduy, J., "Espectros de temblores en el Valle de México despreciando el amortiguamiento del suelo". Tesis de Maestría, *UNAM*, 1963.

