

01121  
33



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

Se declara a la Dirección General de la UNAM a fin de en formalizar el contenido de la tesis

NOMBRE: JUAN GUILLERMO CHAVEZ GONZALEZ  
FECHA: 11/10/10  
FIRMA: [Firma]

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, EN UNA PLANTA PRODUCTORA DE CEMENTO, EN RAMOS ARIZPE, COAHUILA"

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
JUAN GUILLERMO CHAVEZ GONZALEZ

ASESOR: M.I. HUGO SERGIO HAAZ MORA



MEXICO D.F.

2003

A

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIRECCIÓN  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/049/03

Señor  
JUAN GUILLERMO CHÁVEZ GONZÁLEZ  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. HUGO SERGIO HAAZ MORA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, EN UNA PLANTA PRODUCTORA DE CEMENTO, EN RAMOS ARIZPE, COAHUILA"**

- INTRODUCCIÓN
- I. DESCRIPCIÓN DEL SITIO Y DEL PROYECTO
- II. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO
- III. ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES
- IV. CIMENTACIONES
- V. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria - 30 Abril 2003.  
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GFB/GMP/mstg.

Índice . . . . .	i
Índice de figuras . . . . .	iii
1. INTRODUCCIÓN . . . . .	1
1.1. Antecedentes . . . . .	1
1.2. Objetivo y alcances . . . . .	2
1.3. Tipos de cimentación. . . . .	3
2. DESCRIPCIÓN DEL SITIO Y DEL PROYECTO. . . . .	6
2.1. Introducción. . . . .	6
2.2. Localidad. . . . .	8
2.2.1. Sitio. . . . .	8
2.2.2. Datos generales. . . . .	9
2.2.3. Clima, hidrología y vegetación. . . . .	10
2.2.4. Geología y sismicidad. . . . .	11
2.3. Características del predio, topografía y colindancias. . . . .	12
2.3.1 Planta en conjunto o “sembrado” de edificios y obras exteriores. . . . .	13
2.4. Tipo, forma, dimensiones, rigidez y sensibilidad de las estructuras. . . . .	14
2.5. Utilización y destino. . . . .	16
2.6. Magnitud y distribución de las descargas al subsuelo. . . . .	18
3. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO. . . . .	19
3.1. Criterios. . . . .	19
3.2. Exploración del sitio de proyecto. . . . .	20
3.3. Trabajos de campo. . . . .	21
3.3.1. Sondeos. . . . .	21
3.3.2. Pozos a cielo abierto. . . . .	23
3.3.3. Pruebas de placa. . . . .	24
3.3.4. Perforaciones para la geofísica. . . . .	27
3.4. Ensayes de laboratorio. . . . .	28
4. ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES. . . . .	31
4.1. Estratigrafía del suelo. . . . .	32
4.2. Unidades estratigráfica. . . . .	32

	PÁG.
4.2.1 Unidad 1.....	33
4.2.2 Unidad 2.....	34
4.3. Propiedades.....	34
5. CIMENTACIONES.....	36
5.1. Interpretación de datos.....	37
5.2. Capacidad de carga.....	38
5.3. Análisis de deformaciones.....	40
6. CONCLUSIONES.....	44
Anexo A.....	99
Anexo B.....	103
REFERENCIAS.....	104
BIBLIOGRAFÍA.....	105

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, EN UNA PLANTA PRODUCTORA DE CEMENTO, EN  
RAMOS ARIZPE, COAHUILA.

---

FIGURA	PÁG.
Mapa del Estado de Coahuila. . . . .	48
Mapa de los Municipios de Coahuila. . . . .	49
Geología del sitio. . . . .	50
Localización el sitio en estudio. . . . .	51
Planta topográfica del predio. . . . .	52
Arreglo inicial de la planta. . . . .	53
Planta y corte del molino de crudo. . . . .	54
Planta y corte de precalentador. . . . .	55
Corte del horno y planta de sus apoyos. . . . .	56
Planta del edificio del enfriador. . . . .	57
Corte del edificio del enfriador. . . . .	58
Planta y corte del almacén y taller. . . . .	59
Cargas del almacén y taller a la cimentación. . . . .	60
Ubicación de los sondeos. . . . .	61
Ubicación de los pozos a cielo abierto. . . . .	62
Dispositivo usado en las pruebas de placa verticales. . . . .	63
Ubicación de las pruebas de geofísica. . . . .	64
Estratigrafía y propiedades de los sondeos. . . . .	65
Pozos a cielo abierto. . . . .	82
Curvas de presión vs deformación, pruebas de placa. . . . .	85
Curvas de distribución granulométrica. . . . .	87
Diagramas de Morh. . . . .	92
Curvas de compresibilidad. . . . .	96
Prueba de saturación bajo carga. . . . .	98

# **TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

## 1. INTRODUCCIÓN

El trabajo que se presenta trata sobre el estudio geotécnico para las cimentaciones de una planta productora de cementos, por construirse en un predio de la zona industrial de Ramos Arizpe, Coahuila.

La finalidad del estudio es seleccionar la cimentación más conveniente de los equipos, instalaciones y edificios que conforman la planta. Por una parte se apoya en las características del subsuelo determinadas en las áreas destinadas a las instalaciones, y, por otra, en los datos de proyecto proporcionados.

### 1.1. Antecedentes

A manera de introducción, debe señalarse que la meta de un estudio geotécnico es el logro de obras estables, funcionales, económicas y armónicas con el medio ambiente o entorno, requisitos que son indispensables e inseparables.

Desde el punto de vista de su estabilidad, una cimentación tiene que asegurarse contra falla por resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo y, a la vez, garantizar que las deformaciones que sufrirá, asentamientos o expansiones no resulten intolerables, tanto por la estructura que soporta, como por sus conexiones con otros elementos del conjunto y por las obras colindantes.

Respecto a su funcionalidad se debe analizar el comportamiento esperado de cada una de las alternativas para seleccionar aquéllas que garanticen que la obra proyectada cumpla con su destino y requisitos de funcionamiento.

En cuanto a su economía, de entre las diferentes alternativas para la solución más adecuada a la cimentación, se debe analizar el costo beneficio de la obra, es decir existen ocasiones en donde la cimentación más económica, representa una pérdida considerable al proyecto, en cuestión de tiempos de ejecución o término de la obra.



El estudio geotécnico de una cimentación comprende las siguientes etapas esenciales:

- I. Análisis e interpretación de los datos de proyecto.
- II. Determinación la estratigrafía y propiedades del subsuelo.
- III. Elección y análisis de la cimentación apropiada a las estructuras equipos e instalaciones de la planta.
- IV. Elaboración de especificaciones para diseño estructural y construcción de la cimentación.

La cantidad y detalle de los datos requeridos depende del tipo e importancia del proyecto y de las características del subsuelo. Así, por ejemplo, los datos por investigar para el estudio de la cimentación de un edificio tipo torre, alto y pesado, que se construirá en un terreno compresible como el de la zona del lago de la Ciudad de México, serán mayores que para el caso de una casa habitación ligera, de un solo piso y claros económicos, que proyecte construirse en el mismo terreno. La investigación, también es diferente si cualquiera de esas obras se ubicará en una formación rocosa, por ejemplo en las zonas del pedregal de esa Ciudad o en el granito de Acapulco, Gro.

Por lo expuesto, es fácil deducir que los factores que determinan el o los tipos de cimentación adecuados, así como la magnitud y alcance del estudio geotécnico correspondiente, son función principal tanto de las características del proyecto, como de la estratigrafía y propiedades del subsuelo y de los factores ambientales.

## 1.2. Objetivo y alcances

El objetivo de esta tesis, es desarrollar un estudio para proporcionar las cimentaciones más adecuadas para una Planta de Cementos, en el Municipio de Ramos Arizpe, Coahuila, así como la descripción de los trabajos de campo y ensayos de laboratorio efectuados, a partir de cuyos resultados se determina la estratigrafía y propiedades del subsuelo.

El alcance de este trabajo es proporcionar los resultados de dicho estudio, así como el resultado de análisis de las cimentaciones propuestas, finalmente presentar las conclusiones

de este trabajo y proporcionar las recomendaciones para el diseño y construcción de las cimentaciones, tomando en cuenta las características generales del sitio así como los datos de proyecto disponibles, cabe mencionar que todos estos trabajos deben estar estrechamente coordinados con el proyectista o estructurista, con la finalidad de que cualquier modificación al proyecto pueda ser analizada y revisada por el ingeniero geotecnista.

### 1.3. Tipos de cimentación

El tipo de cimentación apropiado para una estructura depende de:

- a) características de la estructura
- b) condiciones del subsuelo

Son características de la estructura

- dimensiones y forma.
- magnitud, tipo y distribución de las descargas.
- sensibilidad a las deformaciones (hundimientos).
- destino y requisitos de funcionamiento.

Condiciones del subsuelo

Las condiciones del subsuelo se refieren a:

- estratigrafía y propiedades
- profundidad del nivel freático
- comportamiento del subsuelo bajo la acción de otros agentes o fuerzas.

Otros factores.

En algunos casos debe tomarse en cuenta la influencia de otros factores, como por ejemplo, el comportamiento de edificios vecinos, la existencia de hundimiento regional, los efectos de socavación en cimientos de puentes, etc.

Sensibilidad.

En cuanto a la sensibilidad, las estructuras pueden clasificarse en la siguiente forma:

Tabla 1.1. Sensibilidad en las estructuras.

Sensibilidad	Tipos de estructuras
Bajo o nula	<ul style="list-style-type: none"> <li>- muy flexibles</li> <li>- muy rígidas y monolíticas</li> </ul>
Media	<ul style="list-style-type: none"> <li>- marcos</li> <li>- estructuras estáticamente determinadas</li> <li>- edificios bajos</li> </ul>
Alta	<ul style="list-style-type: none"> <li>- estructuras estáticamente indeterminadas</li> <li>- con grandes claros</li> <li>- edificios altos y torres</li> <li>- edificios con materiales de recubrimiento y muros de tabique o mampostería frágiles, con grandes claros y pocas juntas</li> <li>- edificios con equipo que requiere seguridad y estabilidad en su funcionamiento</li> <li>- ciertos tipos de cascarones y marcos continuos</li> </ul>

Una cimentación del tipo superficial es apropiada cuando a poca profundidad se tiene un suelo competente, de buena resistencia al esfuerzo cortante y de baja compresibilidad.

Las zapatas aisladas se emplean bajo columnas y las continuas o corridas, bajo muros de carga. En ocasiones se utilizan zapatas combinadas para transmitir la descarga de dos a más columnas, generalmente para reducir asentamientos diferenciales y/o cuando las columnas están muy cercanas.

La losa de cimentación se utiliza cuando se requiere reducir la presión de contacto con el terreno o cuando la densidad de las zapatas es grande y la suma de sus áreas es del 50% o mayor que el área proyectada por la estructura.

En el caso de que las descargas al suelo sean de gran magnitud y las deformaciones calculadas sean considerables se propondrá un cajón de cimentación, y en tal caso la cimentación puede ser:

- parcialmente compensada
- totalmente compensada
- sobrecompensada

Siempre y cuando se tengan estratos de arcillas plásticas.

Si todo lo anterior no funciona habrá que pensar con una cimentación tipo profunda, como lo pueden ser, pilas, pilotes, etc.

---

## 2. DESCRIPCIÓN DEL SITIO Y DEL PROYECTO

### 2.1. Introducción

Al estudiar una cimentación es necesario el conocimiento de algunos datos arquitectónicos y estructurales del proyecto, determinantes en la selección y análisis del tipo de cimentación, los más frecuentes e importantes son los siguientes:

- a) localización donde se ubica la obra.
- b) características del predio, topografía y colindancias; casos como algunos conjuntos habitacionales, plantas industriales, centros turísticos, etc., se requiere de planta de conjunto o "sembrado" de edificios y obras exteriores.
- c) tipo, forma, dimensiones, rigidez y sensibilidad de las estructuras
- d) utilización y destino
- e) magnitud y distribución de las descargas al subsuelo

a) La localidad en que se construirá la obra es un dato que puede conducir a un conocimiento preliminar de las características generales del subsuelo, a partir del cual puede orientarse la solución del problema y el programa de estudio. Este conocimiento puede tenerse: por experiencia personal en la zona, a partir de una investigación apoyada en observaciones, en la información recopilada durante una visita al sitio, y/o, por la información contenida en publicaciones existentes. Por ejemplo publicaciones de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, que ha publicado informes sobre la práctica de la ingeniería de cimentaciones en gran número de ciudades del país.

La utilización adecuada y oportuna de ese conocimiento, puede representar ahorro de tiempo y costos, pues conducirá a elaborar un proyecto arquitectónico y estructural acorde con las condiciones que impondrá el subsuelo; además, permite programar una exploración del suelo apropiada.

b) Entre las características propias del predio, su localización relativa en el sitio escogido puede ubicarlo sobre o cerca de zonas con problemas específicos, como: inestabilidad de

laderas o cortes artificiales, áreas de rellenos, inundables etc. La topografía puede implicar movimientos de tierras, estructuras de contención, obras de drenaje, etc. Las características de las colindancias son importantes pues su presencia puede afectar al comportamiento de la nueva obra o viceversa puede requerir de procedimientos constructivos especiales.

En cuanto al sembrado del conjunto, es importante revisar que la solución de cimentación de cada estructura o instalación garantice tanto el buen comportamiento individual y de conjunto. Hay casos en los que las obras exteriores han sufrido daños directos y han sido causa de un mal comportamiento de los edificios.

c) Las características enunciadas en este inciso; tipo, forma, etc., ejercen influencias diversas al elegir la alternativa de cimentación, así, por ejemplo, la rigidez y sensibilidad limitan los asentamientos que pueden tolerarse, en función de la homogeneidad o erraticidad del subsuelo. Una estructura constituida por elementos presforzados libremente apoyados o articulados, que cubra claros largos, puede soportar asentamientos diferenciales grandes sin dañarse; en cambio, ante una deformación diferencial de misma magnitud, el riesgo a dañarse es mayor si la nave está cubierta por cascarones o está resuelta con una estructura continua.

d) Asimismo el destino o uso que vaya a darse a una estructura naves industriales con grúas viajeras, tanques, etc., limita la magnitud de los asentamientos que pueden permitirse y, por tanto, el tipo y/o características de cimentación. En el caso, por ejemplo de una bodega de almacenamiento de minerales, comparado con el de un teatro, un hospital, un hotel, etc.

e) El estudio del comportamiento de las diversas alternativas de cimentación, es necesario conocer con precisión la magnitud, distribución y combinación de las cargas muertas, vivas y accidentales pues de ello depende el incremento de esfuerzos en la masa del subsuelo.

Como se ve, el conocimiento e interpretación de las características del proyecto, son fundamentales para el estudio de la cimentación y construcción de las diversas obras consideradas en un proyecto. En estudios preliminares útiles para el proyecto arquitectónico

y estudio de factibilidad de grandes obras, es necesario contar con la mayor información posible acerca de la idea de la obra.

Además de los datos de proyecto también deben considerarse los factores ambientales, los que en muchos casos tienen influencia muy importante al proyectar una obra, los cuales pueden identificarse al conocer la localidad donde se ubicará la obra. Entre otros factores que influyen en la determinación de la solución pueden citarse los siguientes:

- a) sismicidad
- b) acción del viento
- c) hundimiento regional
- d) discontinuidades naturales o artificiales del subsuelo
- e) acción del agua en proyectos localizados en zonas de inundación

## **2.2. Localidad**

En lo que toca a la planta productora de cemento. Los datos disponibles son los siguientes:

### **2.2.1. Sitio**

El estado de Coahuila está localizado en la porción centro – norte de la República Mexicana y colinda al norte con los Estados Unidos de Norteamérica, al oriente con el Estado de Nuevo León, por el sureste con el Estado de San Luis Potosí, al sur con el Estado de Zacatecas, por el sureste con el Estado de Durango y al poniente con el Estado de Chihuahua (figura 1). Tiene una superficie de 151 567 km<sup>2</sup> que corresponde al 7.8 % del área total del país y su altitud fluctúa entre 200 y 2500 msnm.

Coahuila está constituido por 38 municipios (figura 2). Su población es de 1 971 344 habitantes. Las principales ciudades y por consiguiente los centros de mayor concentración y poblaciones son: Saltillo (Capital), Torreón, Monclova, Sabinas, Piedras Negras, Ciudad Acuña y Ramos Arizpe.

## 2.2.2. Datos generales

El Estado de Coahuila cuenta con una excelente red de carreteras, caminos, vías férreas y aeropuertos que permiten una buena comunicación tanto en el interior del Estado como con el resto del país. Así mismo el Estado posee muy buena infraestructura para la navegación aérea y la telecomunicación.

Tabla 2.1. Municipios de Coahuila

No.	Municipio	Superficie Km <sup>2</sup>
1	Abasolo	645.90
2	Acuña	11 487.70
3	Allende	198.70
4	Arteaga	1 818.60
5	Candela	2 305.50
6	Castaños	2 921.60
7	Cuatrocienegas	7 860.60
8	Escobedo	973.90
9	Fco. I. Madero	4 933.90
10	Frontera	506.80
11	Gral. Cepeda	3 517.90
12	Guerrero	3 219.70
13	Hidalgo	1 619.80
14	Jiménez	3 040.90
15	Juárez	2 971.30
16	Lamadrid	506.80
17	Matamoros	1 003.70
18	Monclova	1 480.70
19	Morelos	602.20
20	Múzquiz	8 128.90
21	Nadadores	834.70
22	Nava	804.90
23	Ocampo	26 433.60
24	Parras	9 271.70
25	Piedras Negras	914.20
26	Progreso	1 858.30
27	Ramos Arizpe	5 306.60
28	Sabinas	2 345.20
29	Sacramento	168.90
30	Saltillo	6 837.00
31	San Buenaventura	3 527.80



No.	Municipio	Superficie Km <sup>2</sup>
32	San Juan de las Sabinas	735.40
33	San Pedro	9 942.40
34	Sierra Mojada	6 696.20
35	Torreón	1 947.70
36	Viñaca	4 203.50
36	Villa Unión	1 540.30
38	Zaragoza	8 183.50

Coahuila cuenta con cuatro aeropuertos del tipo internacional, nueve aeropuertos nacionales y tiene registrada 135 aeropistas. Los aeropuertos internacionales son el de Piedras Negras, el de Ciudad Acuña, el "Francisco Sarabia" de Torreón y el "Plan de Guadalupe" de Ramos Arizpe. Los aeropuertos nacionales se ubican en Monclova (AHMSA), Sabinas, Múzquiz, Parras, Cuatrociénegas, Ocampo, Torreón (La Joya y Mieleras) y en Ciudad Acuña (La Linda). Las 135 aeropistas están distribuidas en todo el Estado y por lo general son de servicio particular.

### 2.2.3. Clima, hidrología y vegetación.

Los climas en el Estado de Coahuila varían de templado a secos. La porción oeste de la entidad tiene un clima seco, con una fuerte variación en su temperatura, que va de 3°C como mínima a 30° C como máxima y su precipitación pluvial es del orden de los 100 a los 400 mm al año. En el noreste predominan los climas secos y muy secos, la temperatura media anual supera los 22°C y su precipitación pluvial es del orden de los 350 a 500 mm al año. Los climas del tipo semisecos y templado, se presentan principalmente en la región norte-centro del Estado, aunque también se localizan en la parte oriente y sur de la entidad. Estos climas son de una temperatura media anual de 18°C a 20°C y su precipitación promedio es de 300 a 400 mm al año. En el sureste del Estado el clima es templado. La precipitación media anual es de 450 a 500 mm y la temperatura media anual es de 13°C.

Las principales corrientes que drenan el Estado de Coahuila son del Río Bravo, Río Agua Naval y del Río Nazas. Existen otras corrientes secundarias, en su mayoría tributarias del Río Bravo como lo son el Río San Rodrigo, Río Escondido, Río Álamos o Sabinas, Río Salado y Río Candela.

La infraestructura hidráulica del Estado consta aproximadamente de 525 presas de almacenamiento y derivación. Las presas de mayor capacidad son "La Amistad" y la Venustiano Carranza o "Don Martín". En general el volumen almacenado es del orden de los 9 000 millones de m<sup>3</sup>. En la presa "La Amistad" el aprovechamiento se reduce a la mitad, ya que la otra mitad pertenece a los Estados Unidos de América, lo que en un volumen aprovechable, corresponde a 5 475 millones de m<sup>3</sup>.

El Estado de Coahuila está cubierto de un 80% por vegetación del tipo Rosetófila y Micrófila característica de las zonas desérticas y semidesérticas, así como por vegetación Halófila, característica de las regiones con suelos salinos. En las regiones topográficamente altas del sureste y de las sierras del centro y norte, la vegetación es de bosques de pino, encino y oyamel, acompañados por matorrales submontanos, mientras que en la región noroeste predomina el Matorral Espinoso Tamaulipeco

#### 2.2.4. Geología y sismicidad

La geología del Estado de Coahuila, cuya distribución parcial, se espacia de unidades litoestratigráficas se muestra en la (figura 3), está representada por un basamento de rocas del Paleozoico, sobre las cuales descansa una gruesa columna sedimentaria mesozoica en la que se incluyen 5 unidades formacionales del Jurásico Superior; 29 formaciones del Cretácico Inferior y 22 formaciones del Cretácico Superior. Cabe señalar que muchas de las formaciones que se incluyen en estos periodos son correlacionables entre sí, que presentan cambios de facies laterales de acuerdo con su ambiente de depósito.

Las rocas del Cenozoico están representadas por dos tipos de ambientes de depósito que existieron en el Terciario y que son el marino y el continental. El primero está constituido por cinco formaciones sedimentarias del tipo clásico y el segundo está representado por dos formaciones que incluyen depósitos tipo Molase de origen continental y por conglomerados continentales.

El Cuaternario o Reciente comprende una formación que está constituida por depósitos conglomeráticos. Además existen algunos derrames basálticos que han sido datados como de este período.

La mayor actividad magmática del noreste de México ocurrió en el Terciario, durante el cual se emplazaron cuerpos ígneos intrusivos en toda la región, así mismo, en este período ocurrieron una serie de derrames de rocas volcánicas. Los primeros se encuentran intrusiónando, fracturando y modificando toda la secuencia sedimentaria preexistente y los segundos se localizan como mesetas coronando en algunas partes la secuencia estratigráfica.

El Estado de Coahuila es potencialmente rico en recursos minerales del tipo no metálico y en menor proporción en minerales metálicos, los cuales están relacionados con los diferentes eventos y ambientes geológicos de diversas características que se presentaron en diferentes épocas en la región noreste del país.

### **2.3. Características del predio, topografía y colindancias**

El sitio donde se proyecta construirse la Planta de Cementos, se localiza a la altura del KM 23 de la carretera Saltillo-Monterrey, en el Municipio de Ramos Arizpe, Coah. (figura 4). Se ubica en la zona de lomerío suave, que está flanqueada por la Sierra San Francisco de los Desmontes, al Norte, y por la Sierra San José de los Nuncios, al Sur.

La propiedad está delimitada al Norte por la vía del ferrocarril Saltillo – Monterrey, al Sur con la carretera que une las citadas poblaciones y al Este y Oeste con propiedades particulares. Por el predio cruzan líneas de alta tensión de la Comisión Federal de Electricidad y ductos de Petróleos Mexicanos.

La figura 5, muestra la configuración topográfica de la mayor parte del predio. En esta figura puede observarse que la pendiente general del terreno desciende del Suroeste a

norocoste y es de aproximadamente 1.5 %, si bien existen algunos montículos y depresiones locales, y que el desnivel máximo en la fracción destinada a la planta es de unos 20 m.

El sitio pertenece a la Provincia Geológica de Coahuila. Subprovincia de Parra (Ref. 1). Superficialmente existen depósitos aluviales y afloramiento de conglomerado (Ref. 2); las sierras que lo flaquean al Norte y al sur están constituidas por rocas sedimentarias identificadas como lutitas, calizas, areniscas y conglomerados, como lo muestra la figura 3. El conglomerado que aflora en el predio pertenece muy probablemente a la Formación Mayrán, del Pleistoceno, que la misma Ref.1 describe como depósitos conglomeráticos calizos de clásticos subredondeados, fuertemente cementados.

Atendiendo a su sismicidad, el predio se sitúa en la Zona 0, clasificada como muy baja a nula sismicidad. En esta localidad, según la Ref. 3, las aceleraciones máximas del terreno son de 20, 30 y 40  $\text{cm/s}^2$  para periodos de recurrencia de 50, 100 y 500 años, respectivamente.

### 2.3.1. Planta en conjunto o “sembrado” de edificios y obras exteriores

La figura 6 muestra el arreglo inicial de la planta, con base al cual se ubicaron las exploraciones y pruebas *in situ* y la figura 6-A el arreglo definitivo de la planta

La planta contará con las siguientes instalaciones:

- Almacén de materia prima.
- Trituradora.
- Almacén de premezclados.
- Molino de crudo.
- Silos de crudo.
- Precalentador.
- Horno.
- Enfriador.

- Almacén de clinker.
- Molino de cemento.
- Silos de cemento.
- Edificios de ensacado y envase.
- Estructuras de carga a camiones y F.C.
- Tanques de almacenamiento.
- Taller y almacén.
- Oficinas y cafetería
- Subestación.

En los que sigue se indican las características principales de las instalaciones de las que cuenta con información.

#### **2.4. Tipo, forma, dimensiones, rigidez y sensibilidad de las estructuras**

- a) Molino de crudo. La figura 7 muestra un corte y planta del equipo, de 19.4 m de altura, que se apoyará en una base en forma octagonal, de 9.2 m de lado. El peso que transmitirá a la cimentación es de 1310 t, ya incluida la carga de impacto debida a la molienda; su operación generará una fuerza horizontal máxima de 9.9 t. por especificación del fabricante, el peso del bloque de cimentación debe ser por lo menos de 610 t, por lo que el peso total al subsuelo sería de 1920 t mínimo.
- b) Precalentador. El equipo se alojará en una estructura de concreto, de 19.9 x 24.3 m en planta y 100.5 m de altura. La estructura tiene una relación de esbeltez de 5 y estará dividida en siete niveles de gran altura (figura 8). El peso total del equipo en operación es de 2700 t. No se cuenta con el peso de las estructuras; suponiendo que sea de 1.5 t/m<sup>2</sup>/nivel, la descarga total al subsuelo sería de 2700 +4600= 7300 t, aproximadamente.
- c) Horno. El equipo es tubular, de 48.2 m de largo, 4.4 m de diámetro interior, con inclinación de 3.5 % (figura 9) y que gira a reducida velocidad (3 rpm máx.). Estará soportado por dos apoyos separados entre sí 29.6 m. El equipo transmite al apoyo 1 una carga vertical de 592 t, y para cargas horizontales según ejes longitudinal y

transversal de 121 y 97 t, respectivamente. El Apoyo 2, la carga vertical es de 681 t, la horizontal longitudinal de 134 t y la transversal de 109 t. Las cargas verticales no incluyen el peso propio de apoyos ni de su cimentación. Según proyecto las dimensiones mínimas del Apoyo 1 son de 3.2 x 8.8 m y 2.4 m de altura y en el Apoyo 2 de 3.4 x 9.0 m y altura de 3.0 m.

- d) Enfriador. El equipo se alojará en un edificio de concreto reforzado, de 17.3 x 29.1 m en planta y de 12.8 m de altura (figuras 10 y 11). En dirección longitudinal sus claros entre columnas son de 5.1 y 6.9 m y en la transversal de 17.3 m. Hacia su parte central existirá una estructura de aproximadamente 3.6 x 30.1 m, constituida por marcos de acero, que soportarán equipo con peso total de 612 t; la descarga vertical en las columnas más solicitadas de esos marcos es de 33 t. no se cuenta con datos de cargas del edificio; sólo se sabe que durante las reparticiones del equipo se almacenarán temporalmente en su cubierta materiales que en su conjunto pueden pesar 2.5 t/m<sup>2</sup>.
- e) Almacén y taller. Es un edificio tipo nave industrial, de 13.3 m de altura, que en una primera etapa tendrá 50 m de largo por 40 m de ancho (figura 12). Su cubierta será una estructura metálica a dos aguas, con techo de lámina y soportada por columnas de concreto. En dirección longitudinal los claros entre columnas serán de 10 m y en la transversal de 20 m. En la figura 13 se marcan las descargas de columnas a la cimentación.

De otras estructuras e instalaciones se cuenta por encontrarse en etapa de proyecto, sólo con información general, pero que da idea del tipo, magnitud y distribución de sus cargas.

Los niveles de piso terminado de las diferentes áreas de la planta, aparecen en la Tabla 2.2. Conforme a estos datos, se prevén cortes hasta de 5 m de altura y rellenos hasta de 2 m de altura máxima.

Tabla 2.2. Niveles de piso terminado (NPT) para las instalaciones de la planta.

AREA	NPT m
Trituradora	1236.5
Almacén de premezclados	1236.8
Molino de crudo, silos de crudo y precalentador	1236.0
Ensacado principal, tanques de almacenamiento, enfriador, ensacado con aire, silos de clinker y almacén	1234.5
Silos de cemento	1232.5
Riel bajo silo de cemento, carga de sacos a ferrocarril	1228.3
Carga de sacos a camiones, envase	1229.4

## 2.5. Utilización y destino

El cemento puede observarse que está compuesto principalmente por materiales calcáreos, tales como caliza, por alúmina y sílice, que se encuentran en la arcilla o pizarra.

El proceso de fabricación del cemento consiste en, barrenar y triturar los bancos de material de caliza (almacén de materia prima y trituradora), generalmente en dos trituradoras una más pequeña que la otra, para luego depositarse en un molino junto con la arcilla dispersa en agua. Allí se continúa el molido de la caliza hasta el grado de finura de la harina (molino de crudo y silos de crudo), y la lechada resultante se bombea a estanques de almacenamiento (almacén de premezclados). La lechada es un líquido de consistencia cremosa, con un contenido de agua entre 35 y 50 por ciento, y sólo una pequeña fracción de material, alrededor del dos por ciento. Generalmente hay varios estanques de almacenamiento en los cuales se guarda la lechada; la sedimentación de los sólidos suspendidos se impide mediante agitación mecánica o por burbujeo de aire comprimido. El

contenido de cal de la lechada está determinado por la proporción de materiales calcáreos o arcillosos originales. Un ajuste final para obtener la composición final requerida puede efectuarse mezclando lechadas de diferentes tanques de almacenamiento, utilizando un sistema complicado de tanques de mezclado.

Finalmente la lechada con el contenido de cal descado pasa a un horno rotatorio (precalentador y horno). Se trata de un cilindro de acero de gran tamaño, recubierto de material refractario, con diámetro interior hasta de 5 m, y una longitud que a veces alcanza los 150 m, el cual gira lentamente alrededor de su eje, levemente inclinado hacia la horizontal. La lechada se deposita en el extremo superior del horno mientras se añade carbón pulverizado mediante la insuflación de un chorro de aire en el extremo inferior, donde la temperatura alcanza de 1400 a 1500 °C

Cuando la lechada desciende dentro del horno, encuentra progresivamente mayores temperaturas. Primero se elimina el CO<sub>2</sub>; posteriormente, el material seco sufre una serie de reacciones químicas hasta que, finalmente, en la parte más caliente del horno, un 20 o 30 por ciento del material se vuelve líquido y la cal, la sílice y la alúmina vuelven a combinarse. Después la masa se funde en diámetros que varían entre 3 y 25 mm, conocidas como clinker. El clinker cae dentro de enfriadores (enfriador) de diferentes tipos que a menudo favorecen un intercambio de calor con el aire que después se usa para la combustión del carbón pulverizado. Un horno de grandes dimensiones puede producir más de 700 toneladas de cemento al día.

El clinker frío, que es característicamente negro (almacén de clinker), reluciente y duro, se mezcla con yeso para evitar un fraguado relámpago del cemento. La mezcla se efectúa en un molino de bolas compuesto por diversos compartimentos (molino de cemento), los cuales tienen bolas de acero cada vez más pequeñas. En algunas plantas se emplea un sistema de circuito cerrado de mezcla donde el cemento descargado por el molino pasa a través de un separador, y las partículas finas se trasladan a un silo de almacenamiento por medio de una corriente de aire (silos de cemento), mientras que las partículas mayores vuelven a pasar al molino.



Una vez que el cemento se ha mezclado satisfactoriamente, cuando alcanza a tener hasta  $1.1 \times 10^{12}$  partículas por kilogramo, está en condiciones para empacarse en los conocidos sacos de papel, en tambores o para el transporte a granel.

## 2.6. Magnitud y distribución de las descargas al subsuelo.

Tabla 2.3. Descargas al subsuelo de las diversas estructuras

ESTRUCTURA	DESCARGAS AL SUBSUELO TON
Almacén de materia prima	1 920
Molino de crudo	28 t/m <sup>2</sup>
Pre calentador	15 t/m <sup>2</sup>
Horno	Apoyo 1: 592 t Apoyo 2: 681 t
Enfriador	2.5 t/m <sup>2</sup>
Taller y almacén	53.8 t apoyo central 24.5 t apoyo lateral

### 3. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

#### 3.1. Criterios

La exploración del subsuelo comprende la recopilación de información, los trabajos de campo y los ensayos de laboratorio necesarios para caracterizarlo, con énfasis en su estratigrafía y propiedades mecánicas del subsuelo.

En una primera etapa es conveniente tener una visión general de la geología y condiciones geotécnicas del sitio, pues, con base en ella y en el conocimiento de las características propias del proyecto, se puede preparar un programa de exploración, acorde a ambas condiciones. Desde luego que este programa debe ajustarse conforme va avanzado y se va teniendo conocimiento más detallado del subsuelo.

La información básica por recopilar es la relativa a la geología regional, la que existe para prácticamente todos los sitios del país, con mayor o menor grado de detalle. Esta información general se encuentra en publicaciones como la Carta Geológica del país, y la Carta Geológica del INEGI. Existen otras publicaciones que abarcan, unas todo el territorio nacional y otras regiones específicas, como las de las publicadas por la Comisión Federal de Electricidad y Petróleos Mexicanos.

En cuanto a las condiciones geotécnicas, la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, desde 1970 se dio a la tarea de recopilar información sobre el subsuelo y la práctica de la ingeniería de cimentaciones de los centros poblacionales, industriales, marítimos, etc. del país, lo que ha divulgado en reuniones nacionales y publicaciones a partir de 1970 y hasta la fecha.

Finalmente el propio ingeniero encargado de realizar el estudio del subsuelo en cuestión, puede tener experiencia de estudios previos en su localidad.

La información recopilada aun se verifica, complementa o corrige con la que se consiga en el lugar y con las observaciones, que haga el ingeniero durante una visita de inspección, regional de la localidad y del propio sitio en estudio.

La información recopilada de la bibliografía disponible, de exploraciones previas y de los datos recabados en el sitio, por el ingeniero, constituyen una primera etapa del estudio, tratándose de grandes proyectos o de obras de poca envergadura. Su interpretación permite enfocar la solución del problema y aporta la base necesaria para integrar un buen programa exploratorio del subsuelo; es más, en el segundo caso, complementada con la determinación de algunas propiedades índice, y afectada con un factor de seguridad racionalmente amplio, puede resultar suficiente para elegir el tipo y características de la cimentación adecuada a la obra. Este es el caso de muchas estructuras ligeras construidas según proyectos tipo, cuyas cimentaciones se han resuelto con éxito eligiendo con buen criterio ingenieril la más apropiada de tres alternativas de cimentación, para tal fin diseñadas.

En una segunda etapa, los trabajos de campo comprenden la ejecución de sondeos de exploración y muestreo, cuyas características, tipo, número, profundidad y distribución, se fijan de acuerdo a las características del proyecto, al conocimiento general del subsuelo y a los resultados que vayan obteniéndose conforme avanza la exploración. Los trabajos de campo también incluyen mediciones y pruebas en el sitio.

En función de las características del subsuelo y del tipo de información requerido, las muestras de los suelos pueden ser representativas o inalteradas. Las primeras involucran una alteración de la estructura del suelo, pero sin cambios en sus partes constitutivas ni en algunas de sus propiedades índice; en las segundas la muestra conserva, con bajo grado de alteración, la estructura del suelo y sus propiedades índice.

### 3.2. Exploración del sitio de proyecto

La ubicación de los sondeos fue indicada tanto en planos como físicamente en el sitio por personal de la Planta de Cementos, ver figura 14.

El trabajo de exploración comprendió:

- Reconocimiento geotécnico de sitio;
- 17 sondeos profundos, S-1 a 17;

- 6 pozos a ciclo abierto , P-1 a 6;
- 4 pruebas de placa *in situ*;
- 2 perforaciones para mediciones geofísicas.

### 3.3. Trabajos de campo

Los tipos de sondeo más comúnmente utilizados en los estudios de cimentación son: pozos a ciclo abierto, sondeos de penetración estándar, sondeos de muestreo inalterado (por ejemplo tubo Shelby hincado bajo presión estática, doble barril Denison, etc.), sondeos a rotación con barril muestreador provisto con broca de diamante y sondeos de exploración sin muestreo.

Entre las mediciones de campo se incluyen: determinación de la resistencia a la penetración, peso volumétrico de suelos superficiales, profundidad y fluctuación del nivel de aguas freáticas, magnitud y distribución de las presiones de poro (piezometría), investigación de mantos colgados, valores de la resistencia al corte de suelos blandos la prueba de veleta, pruebas de carga para determinar relaciones carga deformación o directamente la capacidad de carga de un tipo determinado de cimentación, pruebas de permeabilidad, etc.

Con menos frecuencia se requiere de otros ensayos, cuya elección depende de las características especiales del proyecto y del subsuelo, tales como el estudio de las propiedades de materiales compactados, para el análisis del comportamiento de rellenos e incluso del comportamiento de cimentaciones desplantadas sobre ellos.

#### 3.3.1. Sondeos

En la Tabla 3.1. se anota la ubicación de los sondeos en coordenadas, la elevación del brocal y la longitud explorada en ellos. Las coordenadas también fueron proporcionadas por personal de la planta de cementos y la elevación del brocal se determinó del plano topográfico de detalle en el área de producción; su localización se presenta en la figura 14.

Tabla 3.1. Localización de sondeos, elevación de su brocal y longitud explorada en ellos

Sondeo Nº	Coordenadas		Elevación brocal * m	Longitud explorada M
	E	N		
S-1	1046*	3500*	1243.0	10.00
2	1250	3632	1237.2	10.00
3	1552	3647	1237.6	15.00
4	1548	3721	1233.6	10.00
5	1596	3673	1235.5	10.00
6	1591	3648	1236.0	10.00
7	1630	3647	1234.8	12.00
8	1667	3648	1234.5	15.00
9	1757	3648	1232.9	15.00
10	1785	3648	1232.5	15.00
11	1875	3647	1230.9	10.00
12	1999	3735	1229.0	11.50
13	1995	3687	1233.2	10.00
14	2000	3648	1234.5	10.00
15	2144	3664	1232.2	10.00
16	1856	3484	1237.5	10.15
17	1661*	3721*	1233.2	11.20

\* Posición y elevación aproximadas, deducidas de los planos proporcionados por la Planta de Cementos.

En la ejecución de los sondeos se empleó el procedimiento de penetración estándar, según Norma ASTM D-1586, (Anexo A) para obtener muestras alteradas de los suelos y determinar la resistencia de éstos a la penetración del muestreador estándar. En los depósitos de gravas y/o boleos, en materiales litificados y en roca, se emplearon barriles doble giratorios accionados a rotación y equipados con broca de diamante, diámetro N (5.5 cm).

El número de golpes N, necesarios para hincar los 30 cm centrales del muestreador estándar aparece graficado, para diferentes profundidades en las figuras 18 a 34.

Para mantener estables las perforaciones de los sondeos se utilizaron ademes metálicos recuperable, del tipo liso y/o espiral, así como lodos bentoníticos.

En ninguno de los sondeos se detectó agua freática, ya que como se sabe en la localidad se encuentra a mayor profundidad de la explorada. En un pozo de agua cercano al sitio de los sondeos se define el nivel estático de agua a 30 m de profundidad.

### 3.3.2. Pozos a cielo abierto

Con objeto de conocer las características de los suelos superficiales y obtener muestras alteradas representativas de ellos y cúbicas inalteradas de los cohesivos y/o cementados, se efectuaron 6 pozos a cielo abierto (P-1 a 6), localizados como se indica en la figura 15.

En la Tabla 3.2. se anotan las coordenadas aproximadas de los pozos, la elevación de su brocal y la profundidad explorada en ellos.

Los pozos fueron excavados por conducto de la Planta de Cementos, utilizando retroexcavadora. La cementación y dureza de los materiales encontrados impidió alcanzar mayores profundidades de las señaladas en la siguiente tabla.

Tabla 3.2. Ubicación de pozos a cielo abierto, elevación del brocal y profundidad explorada.

Sondeo Nº	Coordenadas		Elevación brocal * m	Longitud explorada M
	E	N		
P-1	1548	3716	1233.8	3.50
2	1620	3647	1235.0	2.50
3	1687	3648	1234.2	3.00
4	1771	3648	1232.7	2.80
5	1865	3547	1231.1	4.10
6	1995	3697	1233.0	2.50

\* Ubicación y elevación aproximadas, deducidas de los planos proporcionados.

La inspección directa y el muestreo de los pozos fueron realizados por personal calificado. En las figuras 35 a 37 se reportan los suelos observados.

Como se trata en el siguiente subinciso, los pozos P-1, 3 y 5 se aprovecharon además para la realización de pruebas de placa "in situ".

### 3.3.3. Pruebas de placa

El objeto de estas pruebas es determinar las características de deformabilidad de los suelos superficiales, en particular el módulo de Young y el de reacción vertical. Con tal fin se realizaron cuatro pruebas de placa "in situ", en los pozos a cielo abierto P-1, 3 y 5 indicadas en la figura 15.

En la planta, las dimensiones mínimas de los pozos fueron de 1.5 m y sus paredes prácticamente verticales; no requirieron de ademe ni de apuntalamiento.

Las pruebas se efectuaron en tres zonas de interés y representativas de las condiciones típicas del subsuelo. Una prueba se realizó en el área de tanques de almacenamiento (pozo P-1), otra en la zona del enfriador (P-3) y dos más en la de molinos de cemento (P-5), a profundidades comprendidas entre 3.0 y 3.5 m. Las pruebas en los pozos P-1 y 3 se realizaron en suelos en estado natural y las del pozo P-5 una fue en estado natural y otra fue en suelos previamente saturados.

En la Tabla 3.3. se indican las pruebas de placa realizadas, señalando su ubicación, profundidad y tipo de suelos en las que se realizaron.

Tabla 3.3. Ubicación de las pruebas de placa y módulo de deformación (M) y de reacción vertical ( $K_{vp}$ ).

Ubicación		Suelo bajo la placa	M kg/cm <sup>2</sup>	$K_{vp}$ kg/cm <sup>3</sup>
Pozo	Prof. (m)			
P-1	3.50	Gravas y bolcos empacados en arena Arcillosa	2460	116
P-3	3.00	Arena poco arcillosa con gravas	1435	65
P-5	3.00	Arcilla muy firme	1435	38
P-5	3.00	Arcilla muy firme *	575	26

\*En suelo previamente saturado

El equipo de prueba utilizado se detalla en el Anexo B, y se ilustra en la figura 16.

El procedimiento seguido en la pruebas se apoyó en el recomendado por ASTM en su norma D-1194-72.

Por lo menos los últimos 30 cm en los pozos se excavaron con herramienta manual, cuidando de no alterar los suelos. Alcanzada la profundidad del piso de prueba, se niveló el área central del pozo con una capa de arena fina de 0.5 cm de espesor y se colocó sobre ella la placa; posteriormente se colocó una lámina de polietileno. Nivelada la placa, se colocó sobre ella un gato y la columna de carga.

Las pruebas se efectuaron con incrementos de carga, iguales a la décima parte de la presión máxima programada de  $12 \text{ kg/cm}^2$ . En cada incremento la carga programada se mantuvo por lo menos 15 minutos o hasta observar una velocidad de deformación muy pequeña (inferior a  $0.04 \text{ mm/min}$ ). Este tiempo de carga se determinó en campo al ver como reaccionaba el suelo ante la aplicación de los incrementos de carga, y se vio que la velocidad de deformación era muy pequeña después de los 15 min.

Las pruebas se realizaron en dos ciclos de carga y descarga; el primer ciclo hasta una presión de  $6 \text{ kg/cm}^2$  y el segundo hasta  $12 \text{ kg/cm}^2$ .

Durante las pruebas se registraron las carga aplicada y las deformaciones, para cada incremento, a 0.25, 0.50, 1, 2, 4 y 15 minutos. La carga se controló mediante el manómetro y las deformaciones se registraron en los tres micrómetros.

Las descargas se efectuaron en por lo menos tres decrementos iguales, a intervalos de 5 minutos, excepto el último, donde el intervalo fue de 15 min.

En las figuras 38 y 39 se reportan las curvas presión aplicada vs deformación para las pruebas de placa realizadas, dibujando los ciclos de cargas y descarga.



Puede notarse que la deformación máxima acumulada en los suelos granulares de los pozos P-1 y 3 es menor de 2.5 mm para presiones hasta de 12 kg/cm<sup>2</sup>; en la prueba realizada en el P-5, en arcilla muy firme natural, se alcanza una deformación acumulada máxima de 6.5 mm con la misma presión de 12 kg/cm<sup>2</sup> pero, al saturarla, se presenta la falla a 3.5 kg/cm<sup>2</sup> de presión.

A partir de las curvas de presión-deformación, se definieron los valores de los módulos de deformación vertical (M) y de reacción vertical (k<sub>vp</sub>) que aparecen en la Tabla 3.3. estos valores se determinaron para presiones en el contacto cemento-suelo, hasta de 6 kg/cm<sup>2</sup>, se hace excepción de la prueba del pozo P-5 en el suelo saturado, donde se definen para la presión aplicada de 5 kg/cm<sup>2</sup> esos valores se reducen en más de ocho veces.

Los módulos de deformación vertical se calcularon con la expresión:

$$M = P/4 (1 - \mu^2)(p/\delta)d$$

Equivalente a:

$$M = P/4 (1 - \mu^2)(k_{vp})d$$

Donde:

M, Módulo de deformación vertical, en kg/cm<sup>2</sup>

μ, relación de Poisson, igual a 0.25 para este tipo de suelos

P, presión aplicada, en kg/cm<sup>2</sup>

δ, deformación correspondiente a la presión p, en cm.

d, diámetro de la placa, en cm

k<sub>vp</sub>, módulo de reacción vertical medido con la placa (Tabla 3.3.), en kg/cm<sup>3</sup>

Para extrapolar módulo de reacción vertical obtenido en las pruebas de placa a cimientos cuadrados, se aplican las expresiones señaladas por Terzaghi (Ref. 4) para suelos granulares o para cohesivos según el caso, estas expresiones son:

Suelo cohesivo:

$$k_{vc} = k_{vp} B_p / B_c$$

Suelo granular:

$$k_{vc} = k_{vp} ((B_c + B_p) / 2 B_c)^2$$

Donde:

$k_{vc}$ , módulo de reacción vertical del cimiento

$k_{vp}$ , módulo de reacción vertical obtenido en la prueba de placa

$B_c$ , ancho del cimiento

$B_p$ , diámetro de la placa

### 3.3.4. Perforaciones para la geofísica

Con objeto de determinar las propiedades dinámicas del subsuelo en las áreas donde se prevén equipos que transmitan vibraciones a éste, se realizó un estudio geosísmico.

Para este estudio, se programó efectuar mediciones en tres áreas: molino de crudo, horno y molino de cementos, empleando el procedimiento de "sondeo a sondeo" (cross-hole) en tres pares de perforaciones además, de aproximadamente 15 m de longitud. La realización de estas perforaciones fue realizada con sondeos de avance continuo, y su ubicación obedeció a la posición de esos equipos el según arreglo inicial de la planta. Lo cual se muestran en la figura 17. La prueba de cross-hole, consiste hacer dos perforaciones relativamente cercanas (dos o tres metros de distancia), se introduce una tubería de PVC, en cada una de ellas de diámetro que se pueda introducir un geofono, en una de ellas y un detonador en la otra. Posteriormente se empaca la tubería con arena fina, para asegurar un buen contacto con el suelo que se encuentra a su alrededor. Para la realización de la prueba, se introducen al mismo tiempo y a la misma altura, el geofono y el detonador, con el fin de que el primero registre las perturbaciones que vaya realizando el detonador. En cada perforación se realizan varias pruebas, dependiendo de la profundidad y el alcance de cada estudio.

El tamaño de estos geófonos empleados en las mediciones, condicionó que el diámetro interior mínimo de los ademes de PVC para las perforaciones de cada par, fuera

de 8.9 cm (3 ½") en una, y de 6.4 cm (2 ½") en la otra; en estas circunstancias, el diámetro mínimo de las perforaciones resulta de 11.4 cm (4 ½") y 8.9 cm (3 ½"), respectivamente. Para las perforaciones de mayor diámetro se aprovecharían las de los sondeos S-3, 7 y 11 realizados en las tres áreas de medición, de 9.2 cm de diámetro, rimándolas con broca tricónica hasta alcanzar por lo menos 11.4 cm de diámetro.

Sin embargo, la gran cementación y dureza del conglomerado que yace a poca profundidad en las áreas de molino de crudo (sondeo S-3) y horno (sondeo S-7), impidieron efectuar con herramienta convencional las perforaciones de mayor diámetro. En el área del molino de cemento (sondeo S-11) esa perforación pudo efectuarse hasta 11.5 m de profundidad, que es donde principia el conglomerado, la perforación menor, de 8.9 cm de diámetro se llevo hasta los 11.0 m.

Por lo anterior, y atendiendo al fuerte incremento que en costo implican las perforaciones de 11.4 cm de diámetro en el conglomerado muy cementado, se acordó con el personal de la planta de cementos efectuar en las áreas de molino de crudo y horno, mediciones con geofonos instalados en la superficie del terreno. En el área del molino de cemento se efectuaron tanto mediciones de este tipo, como de "sondeo a sondeo" en las dos perforaciones realizadas.

#### **3.4. Ensayes de laboratorio**

En el laboratorio, las muestras de suelos, representativas e inalteradas, deben someterse a procedimientos de identificación y clasificación y a ensayos para cuantificar sus propiedades índice de interés, como lo son: contenido natural de agua, límites de consistencia, distribución granulométrica, grado de saturación, peso específico relativo, etc.

En el caso de muestras inalteradas, hay que determinar también la relación de vacíos y el peso volumétrico de la masa.

En probetas labradas de las muestras inalteradas, o construidas reproduciendo la estructura del suelo en el lugar, se determinan los parámetros de resistencia al corte ("cohesión" y "ángulo de fricción interna") y las características de compresibilidad. Ocasionalmente, se realizan ensayos para medir su permeabilidad.

En suelos identificados como susceptibles de expansión o colapso al saturarse, se requieren además ensayos que permitan cuantificar la presión de expansión, la deformación por expansión o colapso y la pérdida de resistencia al corte.

Una vez integrados e interpretados los resultados de la exploración de campo y de los ensayos de laboratorio, habrá que definir con buena precisión el perfil estratigráfico y las propiedades mecánicas de cada una de las formaciones que constituyan el subsuelo del predio en estudio.

Todas las muestras de suelos obtenidas en los sondeos y pozos se ensayaron en laboratorio para determinarles:

- a) clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y
- b) contenido natural de agua,  $w$ .

A muestras de suelos típicos se les determinó, además:

- c) límites de consistencia líquido y plástico, LL y LP;
- d) porcentaje de partículas finas (fracción que pasa la malla N° 200), F;
- e) composición granulométrica por el método mecánico de mallas.

Y a muestras inalteradas de suelos cohesivos:

- f) resistencia al corte en torcómetro,  $s_i$ ;
- g) resistencia al corte en compresión no confinada,  $s_{qu}$ ;
- h) resistencia al corte en compresión triaxial no consolidada no drenada, empleando probetas con humedad natural y saturadas,  $s_c$ .
- i) compresibilidad en pruebas de consolidación unidimensional, ya sea en muestras con humedad natural o saturadas durante el transcurso de ésta;

- j) deformabilidad en ensayos de saturación bajo carga;
- k) peso específico relativo o densidad de sólidos,  $S_s$ ;
- l) relación de vacíos  $e$ , peso volumétrico natural  $g$ , y grado de saturación  $G$ , calculados para las probetas ensayadas al determinar las propiedades g) a i).

A muestras de roca seleccionadas se les determinó:

- m) resistencia a la compresión no confinada,  $q_u$ ;
- n) porcentaje de recuperación, REC;
- o) índice de calidad, ICR (RQD);

Los valores de las propiedades b) a d), m), n) y o) obtenidas en los sondeos, aparecen graficadas a las profundidades correspondientes, en las figuras. 18 a 34. Las propiedades f), g), k) y l) determinadas en las muestras cúbicas de los pozos a cielo abierto aparecen en las figuras. 35 a 37.

Las curvas de distribución granulométrica obtenidas en composición granulométrica por el método mecánico de mallas, se dibujan en las figuras 40 a 44.

En las figuras 45 a 48, aparecen los diagramas de Mohr para la determinación de h)

Las curvas de compresibilidad  $e$ - $p$  (log.) obtenidas de las pruebas de consolidación unidimensional se dibujan en las figuras 49 y 50.

Finalmente, en la figura 51 aparecen los resultados de un ensaye de saturación bajo carga.

#### 4. ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES

Los materiales que constituyen la corteza terrestre son muy diversos, pero podemos clasificarlos en dos tipos, suelos y roca. Se llama suelo a una capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física o química de las rocas. Los nombres de los suelos más comunes, generalmente utilizados para su clasificación en el terreno, son:

Las gravas, son acumulaciones sueltas de fragmentos de roca y tienen más de dos milímetros de diámetro. Dado el origen, cuando son acarreadas por las aguas, las gravas sufren desgaste en sus aristas y son por lo tanto redondeadas. Como material suelto suelen encontrarse en lechos, en las márgenes y en conos de deyección de los ríos, también en muchas depresiones de terrenos rellenadas por el acarreo de los ríos y en muchos otros lugares en donde las gravas han sido transportadas.

La arena, es el nombre que se le da a los materiales de granos finos procedentes de la erosión de las rocas o de la trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 2 milímetros y 0.05 milímetros de diámetro. El origen y también la existencia de las arenas, es análoga a la de las gravas; las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito.

Los limos, son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producto de canteras o limo orgánico como el que suele encontrarse en los ríos, siendo, en éste último caso, de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendido entre 0.05 y 0.005 milímetros.

Las arcillas son partículas sólidas con diámetro menor a 0.005 milímetros y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en muy pocas ocasiones contiene también silicatos de hierro o de magnesio hidratado. La estructura de estos minerales es, generalmente, cristalina y complicada, con sus átomos dispuestos en forma laminar.

La combinación de los diferentes tipos de material, así como la intercalación con los diferentes estratos de roca, dan como resultado una inmensa gama de caracterizaciones del suelo, y por ende, diferentes formas de comportarse.

#### **4.1. Estratigrafía del suelo.**

Una vez que se hayan integrado e interpretado los resultados de la exploración de campo y de todos los ensayos de laboratorio, así como de la pruebas particulares en cada sondeo, habrá que definir con buena precisión la estratigrafía y la caracterización del subsuelo, es decir en base, a los perfiles estratigráficos de cada sondeo y las propiedades mecánicas de cada una de las formaciones, que constituyan el subsuelo del predio en estudio.

Tomando como base los resultados de los trabajos de campo y ensayos de laboratorio, se dibujaron los perfiles estratigráficos y se representan en ellos algunas de las propiedades del subsuelo que aparecen en las figuras 18 a 34, así como un perfil longitudinal que se dibuja en la figura 52. Para definir un estrato, se parte de la idea de que un estrato comparte características similares respecto a sus propiedades índice y mecánicas, por lo cual es necesario identificar las características de cada sondeo, así como las formaciones de suelo o roca que se encuentren, después identificar las mismas propiedades en otros sondeos, y por último definir las fronteras de los estratos.

#### **4.2. Unidades estratigráficas.**

La caracterización del subsuelo en el sitio está formado por dos unidades geológicas principales: depósitos aluviales (Unidad 1) y roca basal (Unidad 2). La primera Unidad está compuesta por materiales aluviales de naturaleza, composición y propiedades variadas, que se explican más adelante; la Unidad 2, que yace bajo la anterior aunque en algunos sitios llega a aflorar a la superficie, está constituida por rocas sedimentarias, principalmente conglomerado.

En lo que sigue se describen las características de las dos unidades. Debido a la irregularidad del subsuelo, la descripción es global; para un detalle más preciso de la estratigrafía y propiedades es indispensable recurrir a cada sondeo.

#### 4.2.1. Unidad 1.

La constituyen algunos depósitos de arcilla, arena, grava y boleos, muy irregulares tanto en su secuencia estratigráfica como en sus propiedades.

En la superficie, con espesor que va de 0 m hasta 5.3 m en el sondeo 11, existe una capa de arcilla del grupo CL, color gris, café claro y abundante carbonato de calcio. La arcilla se encuentra en estado seco, con contenido de agua reducido (menor de 16%), por debajo del límite plástico; su grado de saturación está comprendido entre 12 y 17%. De muestras inalteradas obtenidas en los pozos a cielo abierto, se obtuvieron los siguientes valores de propiedades

Ss:	2.61 a 2.70
e:	0.9 a 1.4
$\gamma$ :	1.3 a 1.4 t/m <sup>3</sup>
s <sub>qu</sub>	8.5 a 15.0 t/m <sup>2</sup>
s <sub>Q</sub>	20 a 35 t/m <sup>2</sup>

En su estado natural la arcilla es de consistencia firme a dura; sin embargo, al saturarse disminuye notablemente su resistencia al esfuerzo cortante y aumenta su deformabilidad, como se observa en las figuras 45 a 50. De la figura 51 puede observarse que aún para una presión reducida, como 0.5 kg/cm<sup>2</sup>, la deformación de la arcilla al saturarse alcanza 19 %. Los resultados de las pruebas de placa realizados en el pozo P-5 en arcilla natural saturada denotan el cambio sustancial en sus características esfuerzo-deformación (véase figura 39). El comportamiento de esta arcilla es típica de los llamados suelos colapsables (Refs. 5 y 6).



Bajo la arcilla yacen suelos arenosos con grava, seguidos por depósitos de bolcos y gravas empacados en arena poco arcillosa, con contenido apreciable de carbonato de calcio. Intercalados a diferentes profundidades existen lentes de arcilla arenosa dura, así como capas de grava y arena litificadas que llegan a constituir un conglomerado poco cementado. Estos depósitos aparecen en algunos sitios desde la superficie del terreno y tienen un espesor que va desde 0.5 m hasta más de 10 m en los sondeos.

#### 4.2.2. Unidad 2.

Como ya se mencionó, está constituida principalmente por conglomerado muy cementado, con diversos grados de fracturamiento. En su parte más superficial el conglomerado es de calidad muy pobre a regular, con ICR comprendido entre 8 y 75 %, pero a mayor profundidad su calidad esta comprendida entre una buena y excelente (ICR mayor a 75 %).

Intercalados en el conglomerado, existen algunos lentes de arcilla muy dura de reducido espesor (menor de 1.2 m); en el sondeo S-8 yace a 14.5 m de profundidades, lutita fracturada color gris.

En núcleos de conglomerado ensayados en laboratorio se obtuvieron las siguientes propiedades:

$$\gamma: 2.4 \text{ a } 2.5 \text{ t/m}^3$$

$$q_u: 590 \text{ a } 2660 \text{ t/m}^2$$

$$E: > 70,000 \text{ t/m}^2$$

#### 4.3. Propiedades.

En lo que respecta a la Unidad 1, es un suelo de características desfavorables para desplantar las diferentes cimentaciones, por tratarse de un suelo, que en estado natural, con un contenido de agua menor al 16%, tiene una resistencia al corte de 20 a 30  $\text{t/m}^2$ , pero al saturarse pierde gran parte de su resistencia y aumenta su deformabilidad

considerablemente. Por otro lado la Unidad 2 presenta buenas características de resistencia al corte y poca deformabilidad, por tratarse de un conglomerado muy cementado, y aunque esté fracturado inicialmente, conserva buenas características de resistencia y deformación.

## 5. CIMENTACIONES

Las cimentaciones como parte integral de la toda la estructura, debe cumplir con las máximas condiciones de seguridad, aunado a esto debe ser económica desde del punto de vista de proyecto general de la obra. En cuanto a su seguridad toda cimentación debe de cumplir con tres requisitos básicos de seguridad, que son:

- a) Ser segura contra fallas por resistencia al corte del subsuelo
- b) No deberá asentarse o emerger más allá de los valores tolerables por la estructura y obras colindantes
- c) Deberá localizarse y protegerse adecuadamente contra probables agentes externos que puedan comprometer su comportamiento.

Los requisitos antes mencionados, son independientes uno del otro, pero deben satisfacerse, es decir, que si sólo dos de ellos se cumplen la cimentación resultará inadecuada. Por otro lado, su aplicación debe ser racional para evitar diseños defectuosos, ya que una cimentación excesivamente segura, no sólo implicará costos elevados sino también problemas de construcción.

Dadas la condiciones generales del subsuelo y del proyecto, puede ser frecuente que para una estructura existan varias alternativas de cimentación igualmente seguras, entre las que debe elegirse la más apropiada al caso. Esta será la que además de cumplir con los requisitos básicos de seguridad, sea más económica y de fácil realización. Por lo expuesto, puede resumirse que la elección de la cimentación apropiada implica un buen conocimiento de los aspectos técnicos, de construcción y de costos, tres condiciones estrechamente relacionadas entre si que pueden operar en forma inadecuada si una se desliga de las otras.

Establecidos los requisitos que debe llenar una cimentación apropiada, los pasos involucrados en su elección y análisis son los siguientes.

### 5.1. Interpretación de datos

Inicialmente, a partir de la interpretación conjunta de los datos de proyecto, las características del subsuelo y de los factores ambientales, se desechan las alternativas de cimentación obviamente inadecuadas. Este puede ser el caso de un edificio alto y pesado que proyecte construirse en suelos altamente compresibles, como arcillas blandas o depósitos de suelos orgánicos y turba, para el que a primera vista resultara inadecuada una cimentación superficial a base de zapatas o losa de cimentación.

Para este estudio, se verificaron propiedades de cada sondeo realizado en el predio, así como el perfil longitudinal dibujado, se tomaron en cuenta los resultados de las diferentes pruebas de laboratorio, y se identificaron las propiedades de cada estrato, se estudio detalladamente el funcionamiento de las estructuras con las que se contaba con información y se propuso una cimentación.

Como ya se mencionó en el predio se encuentran dos unidades estratigráficas, una, determinada como una arcilla altamente compresible, y deformable principalmente al saturarse, otra la de un conglomerado, aunque en su frontera con la Unidad 1, está altamente fracturada, ofrece buenas características de resistencia y baja deformación ante incrementos de carga, por lo que se tomó la decisión de desplantar todas las estructuras bajo este estrato, a profundidades que para cada instalación varían de acuerdo a su espesor. Los cimientos también deberán quedar apoyados debajo de rellenos y otros materiales sueltos, ya que las pruebas de laboratorio realizadas, pruebas triaxiales, pruebas de compresibilidad, compresiones simples, saturación bajo carga, nos indican que el estrato de arcilla no es apto para desplantar las cimentaciones de las diferentes estructuras.

En base al plano de localización de las diferentes estructuras, y en el perfil estratigráfico longitudinal, además de cada sondeo en particular, se puede observar la estratigrafía bajo el cual quedará desplantada cada cimentación propuesta.

Tomando en cuenta las características del subsuelo, a partir de las exploraciones hechas en el sitio, así como de los datos de proyecto disponibles, se determina que las cimentaciones más convenientes para las instalaciones y equipos de la planta son del tipo superficial: zapatas, losas o bloques de concreto.

En la tabla siguiente se enlistan las diferentes estructuras de la Planta de Cementos con la se cuenta con información, así como la cimentación propuesta, para cada una de ellas.

Tabla 5.1. Cimentación propuesta para las diferentes estructuras.

Área o instalación	Cimentación propuesta
Almacén-taller	Cimentación superficial Zapatas aisladas
Horno (apoyo 1)	Cimentación superficial Zapatas Corridas
Enfriador	Cimentación superficial Losas de concreto
Casa de Bolsas de clinker	Cimentación superficial Losas de concreto
Silos de clinker	Cimentación superficial Losas de concreto
Molino de cemento	Cimentación superficial Losas de concreto

## 5.2. Capacidad de carga

Como segundo paso deberá determinarse la capacidad de carga del conjunto subestructura-suelo, cuidando que los esfuerzos cortantes inducidos al subsuelo no excedan la resistencia de éste, afectada por un factor de seguridad razonable. La elección de la alternativa de cimentación más apropiada para las estructuras de interés, deben hacerse considerando la condición de carga estática y su combinación con cargas accidentales, así como las

características propias del subsuelo, la omisión de esto puede conducir a fallas. Al respecto se cita el caso de un conjunto de estructuras de 1 y 2 niveles, construido sobre áreas ganadas a una laguna costera a partir de rellenos, que se cimentaron con pilotes y que durante un sismo sufrieron grandes daños que obligaron a recimentar y reforzar la superestructura.

La carga admisible de una cimentación viene siendo aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo además, un margen de seguridad dado por el llamado coeficiente de seguridad adoptado.

La capacidad de carga admisible en los depósitos de grava y bolco es alta, superior a  $30 \text{ t/m}^2$ . El valor de  $30 \text{ t/m}^2$  se obtiene para cimientos de dimensiones mínimas (ancho =  $0.80 \text{ m}$ ), desplantados a  $1.5 \text{ m}$  de profundidad de la superficie original del terreno o de cortes, con el criterio de K Terzaghi (Ref. 7), considerando al suelo un ángulo de fricción interna de  $35^\circ$  y aplicando un factor de seguridad de 3. Para anchos de cimiento y profundidades de desplante mayores, esa capacidad de carga puede calcularse con la expresión:

$$q_a = 15 D_f + 9 B$$

donde:

$q_a$  = capacidad de carga admisible, en  $\text{t/m}^2$

$D_f$  = profundidad de desplante, en m.

$B$  = ancho del cimiento, en m.

En el caso del conglomerado, la capacidad de carga admisible es mucho mayor. Conforme al criterio de D. Deerc (Ref. 8) para un  $\text{ICR} = 8$ , que es el mínimo obtenido en los sondeos, se determina que la presión de contacto admisible es de  $150 \text{ t/m}^2$ . Sin embargo, atendiendo a la magnitud prevista de cargas, y a posibles irregularidades del conglomerado, es razonable utilizar una presión de contacto no mayor de  $100 \text{ t/m}^2$ .

### 5. 3. Análisis de deformaciones

Las alternativas de cimentación seguras contra falla por resistencia al corte del subsuelo, no necesariamente lo son en cuanto a fallas por deformaciones excesivas del mismo, pues éstas pueden resultar intolerables por las estructuras. A este respecto, deberá tenerse presente que las deformaciones no sólo serán tolerables por la estructura en estudio sino también por las obras colindantes y el funcionamiento de ambas; es más, también debe preverse que las deformaciones hundimientos o expansiones no afectan la apariencia arquitectónica del edificio, esta condición es importante para evitar sensación de inseguridad en el usuario.

Un factor muy importante que debe cuidarse en las cimentaciones es el, que se refiere a los asentamientos tolerables. En la Ciudad de México existen edificios que presentan fuertes desplomes y asentamientos diferenciales, que afectan hasta los aspectos más simples de su funcionamiento, a un grado tal que se extreman los cuidados para evitar que se desplace el mobiliario rodante.

Las causas de asentamiento de estructuras son muy diversas, siendo frecuente la combinación de dos o más de ellas. En la mayoría no es posible cuantificar, al menos con la precisión deseada, el orden de magnitud, por lo que el ingeniero aplica medidas para evitarlas, jugando en este caso un papel determinante el comportamiento mostrado por estructuras en condiciones semejantes, el criterio y la experiencia, para predecir la probabilidad de ocurrencia y daños que pudiera ocasionar.

Entre las causas de asentamiento pueden citarse:

- a) peso propio de la estructura
- b) recuperación de expansiones generadas en excavaciones
- c) sismo y vibración
- d) saturación del terreno, por inundación, riego de jardines, fuga de instalaciones sanitarias, etc.

- e) contracción de arcillas por secado
- f) extracción de agua del subsuelo
- g) falta o pérdida de apoyo lateral
- h) erosión del subsuelo
- i) asentamiento de construcciones o sobrecargas vecinas
- j) remoldeo de arcillas
- k) fallas de techos de minas o cavernas
- l) degradación de materia orgánica.

Las deformaciones que pueden predecirse con mayor grado de aproximación son las impuestas por el peso propio de la estructura. Entre ellas deben diferenciarse las que ocurren a corto y largo plazo.

En estas condiciones, los materiales donde se desplantarán las cimentaciones serán fundamentalmente de dos tipos:

- 1) depósitos de grava y boleo empacados en arena poco arcillosa y,
- 2) conglomerado.

Los asentamientos debidos al peso de las estructuras y a otras acciones actuantes en ellas, son inmediatos en los materiales de cimentación recomendados, el asentamiento inmediato se suele calcular por la Teoría de la Elasticidad, y en un suelo homogéneo e isótropo, y se calculan con la expresión:

$$\delta = 0.85 (1 - \mu^2) P/E B$$

Donde:

$\delta$ , asentamiento total, en cm.

$\mu$ , relación de Poisson, igual a 0.25 para depósitos de grava y/o boleo y de 0.15-0.20 para conglomerado.

P, presión de contacto en la base del cimiento  $\text{kg/cm}^2$ .



E, módulo de Young, igual a  $1400 \text{ kg/cm}^2$  para conglomerado, según resultados de pruebas de placa "in situ" y de ensayos de laboratorio.

B, ancho de cimiento, en cm.

Por ejemplo, para una presión de contacto de  $40 \text{ t/m}^2$  en los depósitos de grava y boleos, el asentamiento total es menor a 1 cm. En caso de existir en el lugar o de producirse por la construcción, materiales o depósitos más sueltos que en los ensayados, el asentamiento sería mayor; así  $E = 700 \text{ t/m}^2$ , el asentamiento es cercano a 2 cm.

La Tabla 5.2. resume la profundidad de desplante mínima, el material de apoyo y la presión de contacto admisible que proponen para las cimentaciones de aquellas áreas o instalaciones de la planta de las que se cuenta con información del subsuelo.

Tabla 5.2. Profundidad de desplante mínima ( $D_{\text{min}}$ ) y presión de contacto admisible de cimentaciones

Área o instalación	$D_{\text{min}}^*$	Material de apoyo	Presión de contacto $\text{t/m}^2$
Almacén-taller	1.5	Gravas y boleos	30
Horno (apoyo 1)	1.0	Conglomerado	100
Enfriador	1.0	Conglomerado	100
Casa de bolsas de clinker	1.0	Conglomerado	100
Silos de clinker	2.0	Gravas y boleos	40
Molino de cemento	3.0	Gravas y boleos	40
Prehomogenización	1.0	Gravas y boleos	20
Molino de crudo	3.0	Conglomerado	100
Precalentador	3.0	Conglomerado	100
Tanques de almacenamiento	1.0	Relleno compactado	20
Casa de bolsas principal	1.0	Gravas y boleos	30
Silos de cemento	6.5	Gravas y boleos	60

Área o instalación	$D_{\text{fmin}}^*$	Material de apoyo	Presión de contacto t/m <sup>2</sup>
Carga de sacos a FC	2.0	Gravas y bolcos	30
Carga de sacos a camiones	3.0	Gravas y bolcos	30
Trituradora	1.0	Conglomerado	100

\*Respecto a la superficie original del terreno o de cortes. En áreas de rellenos, la profundidad de desplante será esa profundidad mínima más el espesor del relleno.

## 6. CONCLUSIONES

Del estudio realizado se derivan las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- a) El subsuelo en el área explorada está constituido por dos unidades geológicas principales: depósitos aluviales y roca basal. Los depósitos aluviales (Unidad 1), están formados en la superficie por suelos arcillosos susceptibles a colapso por saturación, seguidos por depósitos de grava y bolcos empacados en arena poco arcillosa. La roca basal (Unidad 2), que yace bajo los depósitos anteriores, consiste en un conglomerado muy cementado, en general de calidad buena a excelente.
- b) El agua freática se encuentra a mayor profundidad que la máxima explorada de 15 m en los sondeos. En un pozo de agua, ubicado en el interior del predio, se define el nivel estático de 30 m.
- c) De acuerdo a las características del subsuelo y a los datos de proyecto apuntados en el Capítulo 2, se concluye que la cimentación más conveniente para las diversas estructuras, equipos e instalaciones de la planta mencionados en la Tabla 5.1, es del tipo superficial, consiste en zapatas, losas o bloques de concreto reforzado.
- d) Los cimientos serán de las dimensiones y forma convenientes, según requerimientos del equipo, solicitudes, particularidades del sitio y economía. Se diseñarán y construirán como elementos monolíticos y rígidos (peraltados) a fin de que en toda el área de contacto se transmitan esfuerzos de compresión.
- e) Todas las cimentaciones se desplantarán en terreno competente, ya sean en depósitos de grava o boleos empacados en arena o en conglomerados, a la profundidad mínima ( $D_{\min}$ ) indicada en la Tabla 5.2, pero siempre debajo de los suelos colapsables y de los rellenos. En caso de existir fosas o zanjas adyacentes a los cimientos, la profundidad de desplante de estos quedará, además, 1.0 m mínimo bajo el nivel inferior de aquellas.

- f) En la Tabla 5.2. (véase Capítulo 5), se proporcionan valores de presión de contacto admisible para diseño de los cimientos de aquellas instalaciones de la planta donde se cuenta con información del subsuelo.
- g) Los cimientos se diseñarán de modo que los esfuerzos en el concreto zapata-suelo sean de compresión en su totalidad y que el esfuerzo máximo ( $f_{m\acute{a}x}$ ) debido a la acción de cargas muertas y vivas no exceda la presión de contacto admisible que se recomienda para cada caso. En el cálculo de esfuerzos se tomará en cuenta el peso del cimiento, del material de relleno (peso volumétrico promedio igual a  $2 \text{ t/m}^3$ ) y cargas vivas, actuando sobre el área de aquel, pero estos dos últimos no se utilizarán para contrarrestar volteo del cimiento o eliminar esfuerzos de tensión en la base.
- h) Para la acción combinada de cargas muertas, vivas y accidentales (viento, sismo), se revisará que  $f_{m\acute{a}x}$  no exceda un 30% de la presión de contacto admisible y que todos los esfuerzos en el contacto cimiento suelo sean de compresión.
- i) Las excavaciones para alojar las cimentaciones podrán hacerse con taludes prácticamente verticales en terreno natural, y con talud 0.25:1 (horizontal-vertical) o más tendido en el caso de suelos sueltos, permaneciendo abiertas sólo en tiempo necesario para construir los cimientos. Para excavar podrá utilizarse maquinaria, excepto los últimos 30 cm que se excavarán con herramienta manual y con cuidado para evitar la alteración del terreno de cimentación. En depósitos cementados o conglomerado la excavación se hará cuidando de no fisurarlos, además de evitar su alteración. Si el horizonte del estrato de apoyo es irregular en forma y profundidad, se recortará hasta obtener una superficie plana y horizontal.
- j) Tan pronto se afine al fondo de la excavación, se colará una plantilla de concreto de baja resistencia ( $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$  aprox.), de 6 cm de espesor mínimo, previa limpieza y retiro de materiales sueltos y tratamiento de la superficie de apoyo. A

continuación, se colocará el acero de refuerzo y se colará el concreto según planos y especificaciones al respecto.

- k) El espacio entre el cimiento y la excavación se rellenara con material que cumpla con los requisitos señalados por el estudio de terrecerías, que se efectuara por aparte de este estudio.
- l) En la obra se llevará un registro de la construcción de cada cimiento, que deberán anotar y verificar los ingenieros residentes y/o supervisores. Una copia del registro se entregará al asesor de mecánica de suelos. La forma del registro deberá incluir:
  - a. Nombre de la obra
  - b. Empresa constructora
  - c. Número referencia y localización del cimiento
  - d. Elevación de la superficie del terreno
  - e. Fechas de inicio y terminación de la excavación
  - f. Información relativa a obstrucciones, o interrupciones, y tratamiento que se les dio
  - g. Penetración de los cimientos en el estrato de apoyo
  - h. Profundidad y elevación del piso final de la excavación y descripción del material de apoyo
  - i. Elevación, espesor y fecha de colado de la plantilla
  - j. Fechas de armado y colado de los cimientos
  - k. Cualquier circunstancia que al excavar indique condiciones del terreno diferentes a las previstas; además de anotarse, se reportarán de inmediato al asesor de mecánica de suelos
- m) Durante la construcción, y en los primeros años de la vida útil de la obra, se llevará un control de nivelaciones en bases de bloques, columnas y muros, para conocer el comportamiento de las cimentaciones. Tan pronto estén colocadas las bases se colocarán en un lugar accesible, visible y seguro, testigos de nivelación (tornillos o

barras de acero ahogadas en el concreto) y se procederá a efectuar la nivelación inicial con respecto a bancos confiables suficientemente retirados de la obra y de acciones que pudieran afectarlos, a los que se les asignará la elevación que corresponde con respecto al banco general que se utiliza en la obra. Durante la construcción se harán nivelaciones quincenales además de las necesarias para determinar el comportamiento de las cimentaciones al aplicar las cargas de la superestructura y, posteriormente, el debido a la acción de la carga viva. Por lo menos en los dos primeros años se harán dos nivelaciones por año. Las frecuencias antes señaladas podrán ser modificadas de acuerdo al comportamiento observado, además de incluir acciones eventuales no previstas en adición a los registro de nivelaciones se llevará al día graficas tiempo vs. asentamientos. En instalaciones altas se harán mediciones de verticalidad en dos direcciones ortogonales, para lo que se instalarán las referencias necesarias.

---

## FIGURAS

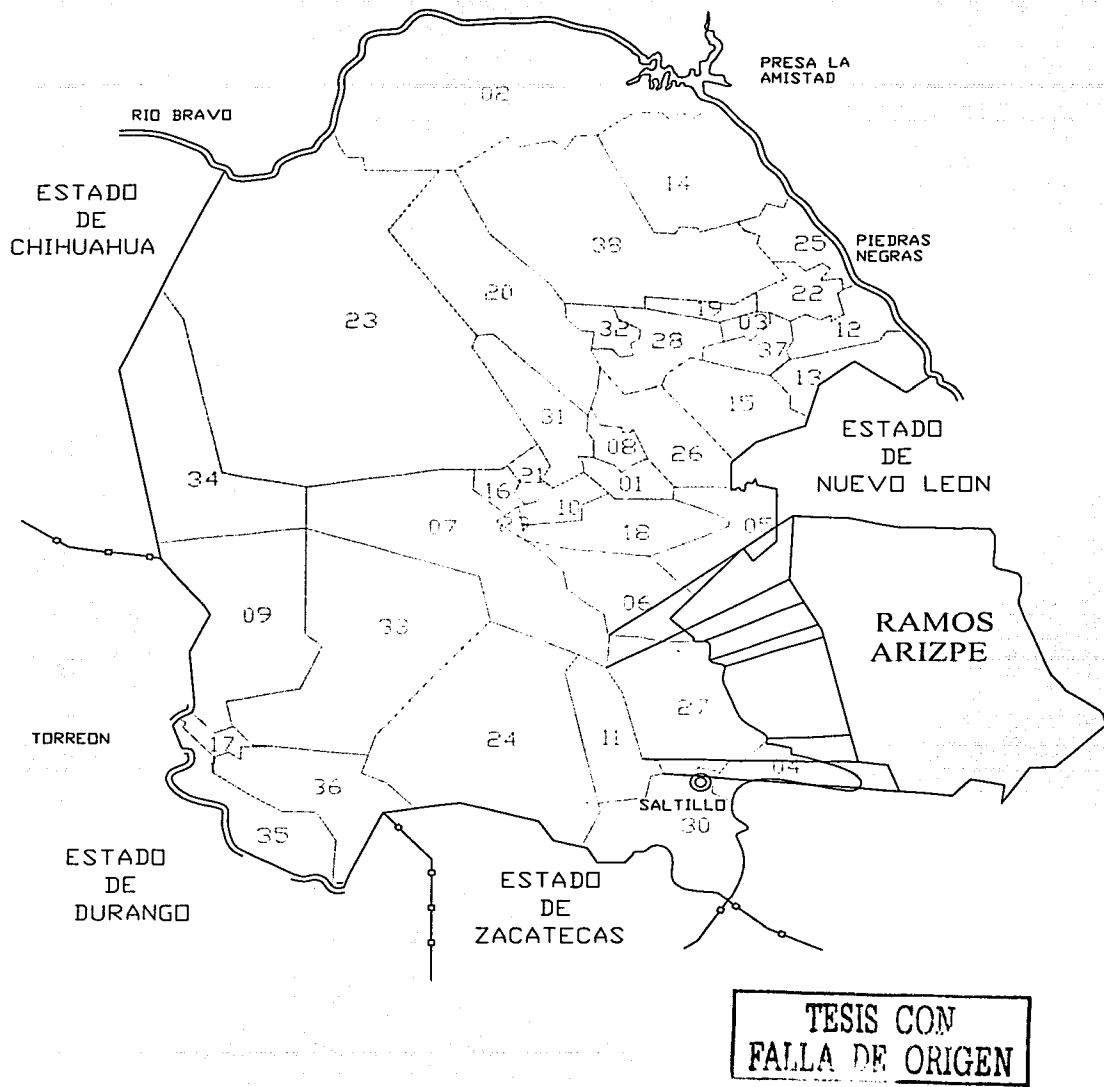
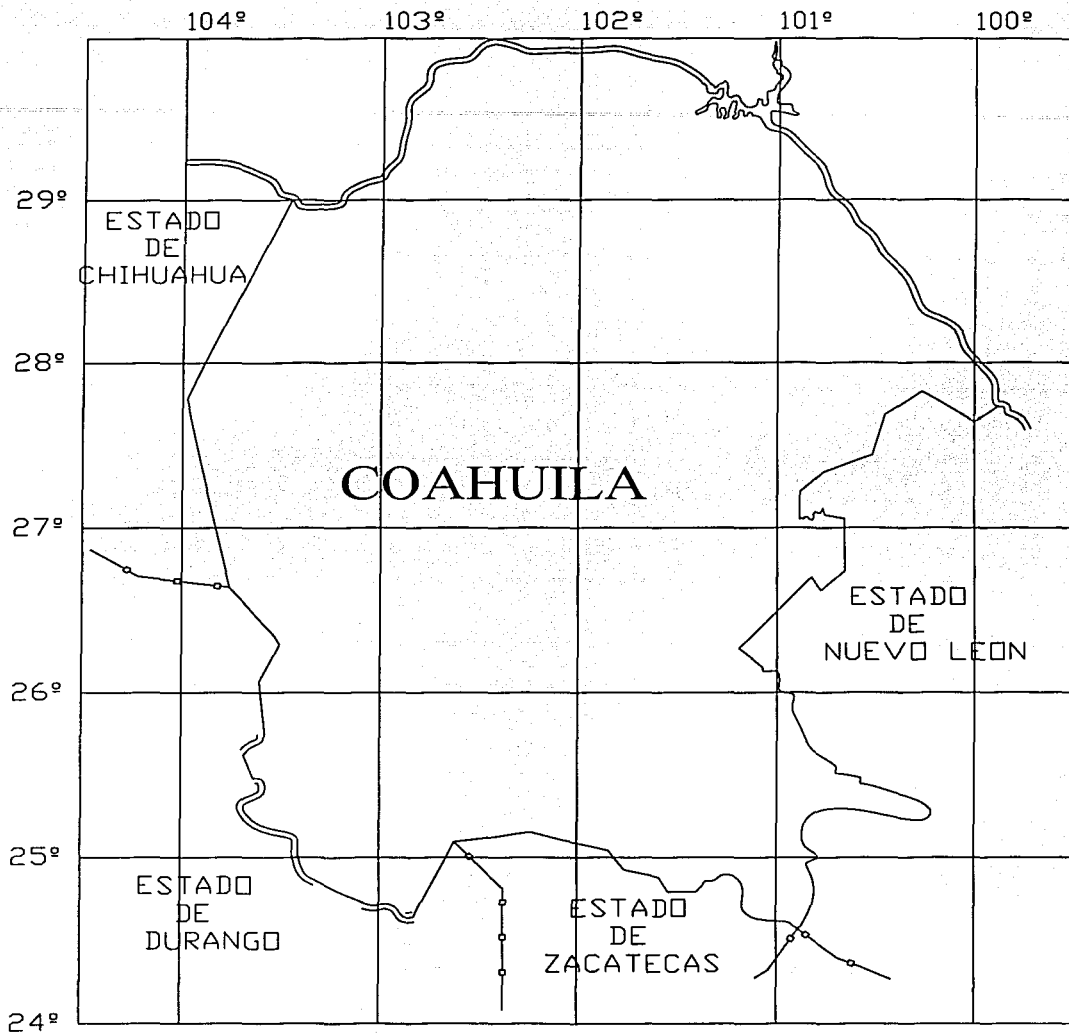


FIG. 2. MAPA DE LOS MUNICIPIOS DE COAHUILA





TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

FIG. I. MAPA DEL ESTADO DE COAHUILA

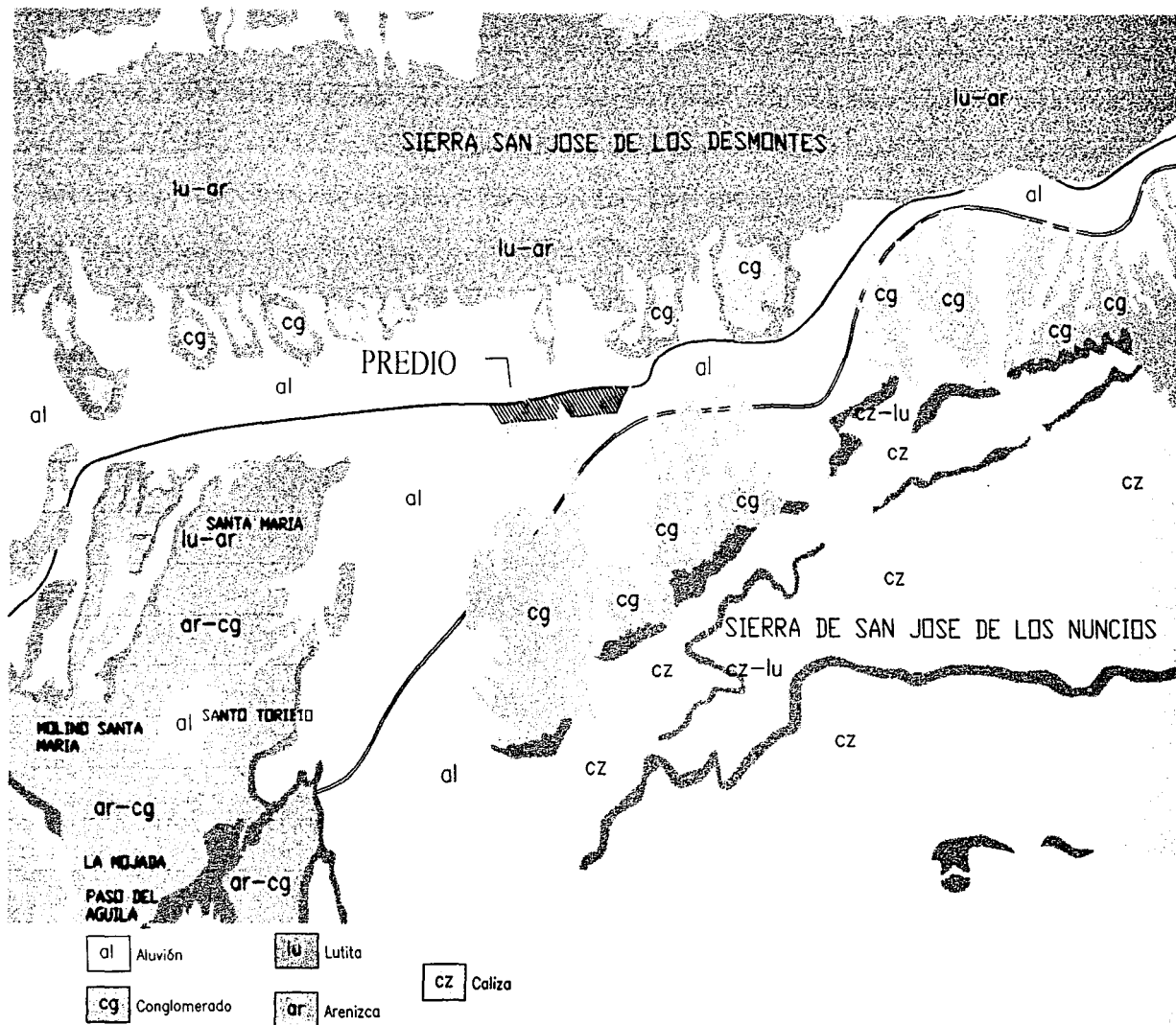


FIG. 3. GEOLOGIA DE SITIO

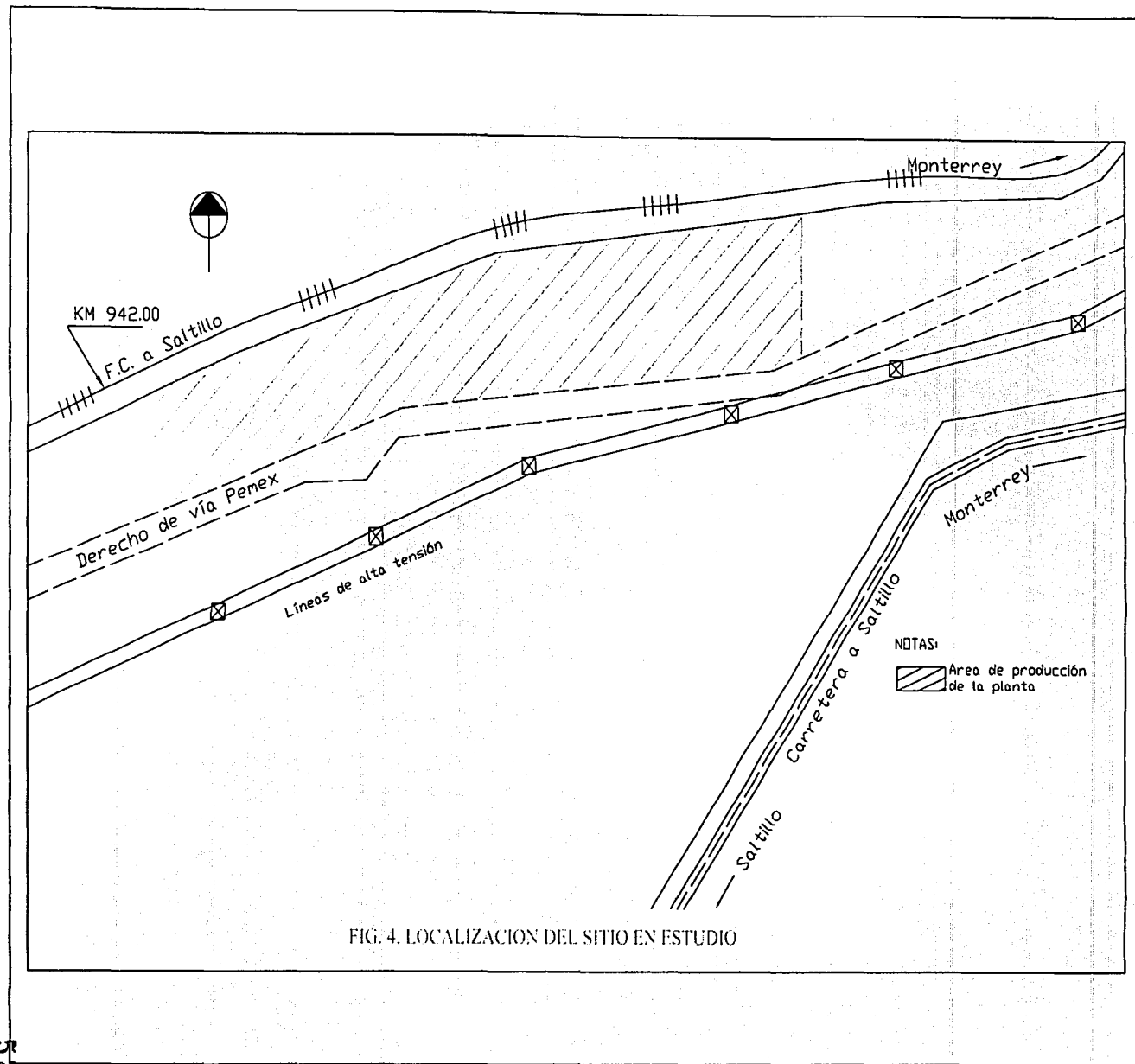


FIG. 4. LOCALIZACION DEL SITIO EN ESTUDIO

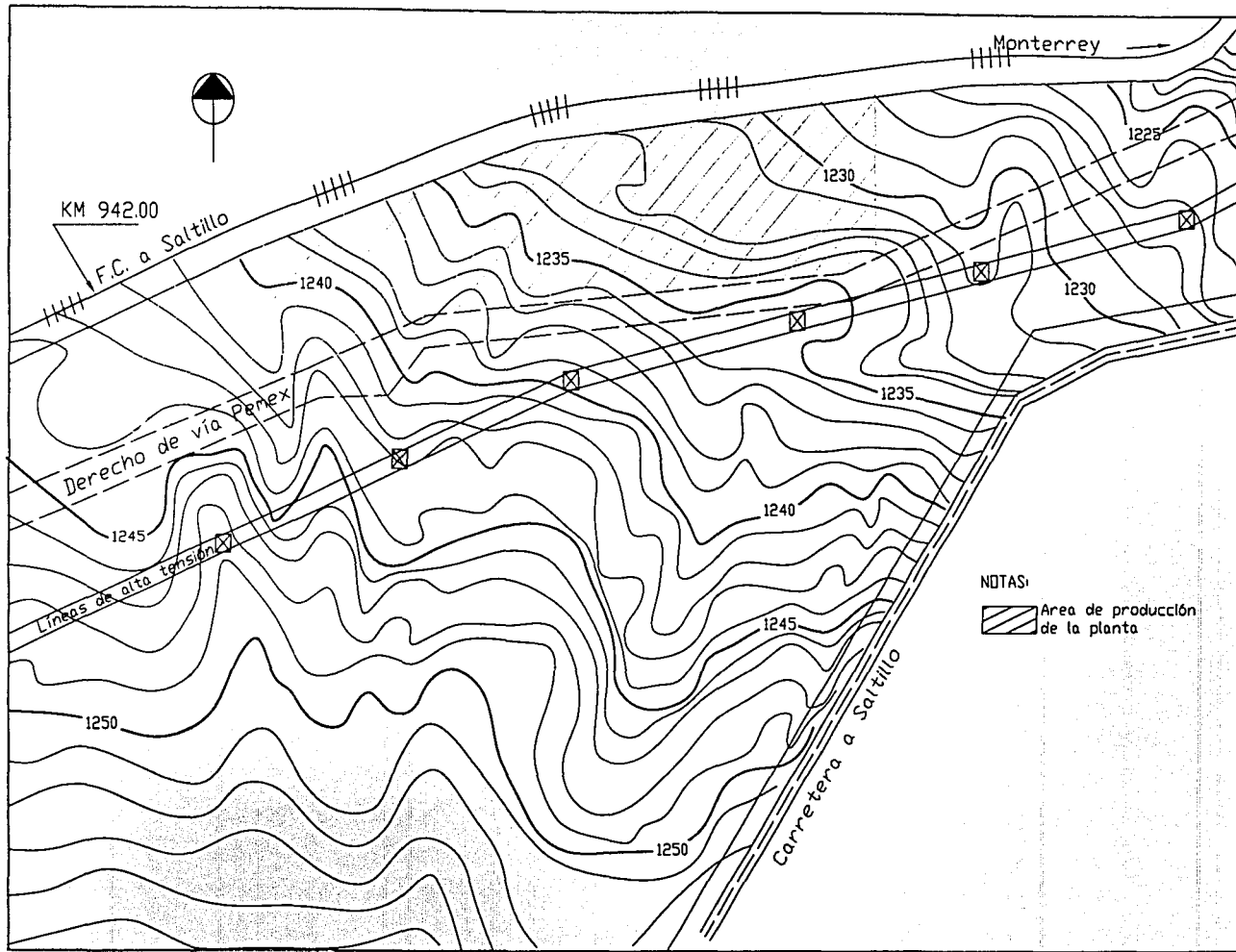


FIG. 5. PLANTA TOPOGRAFICA DEL PREDIO

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

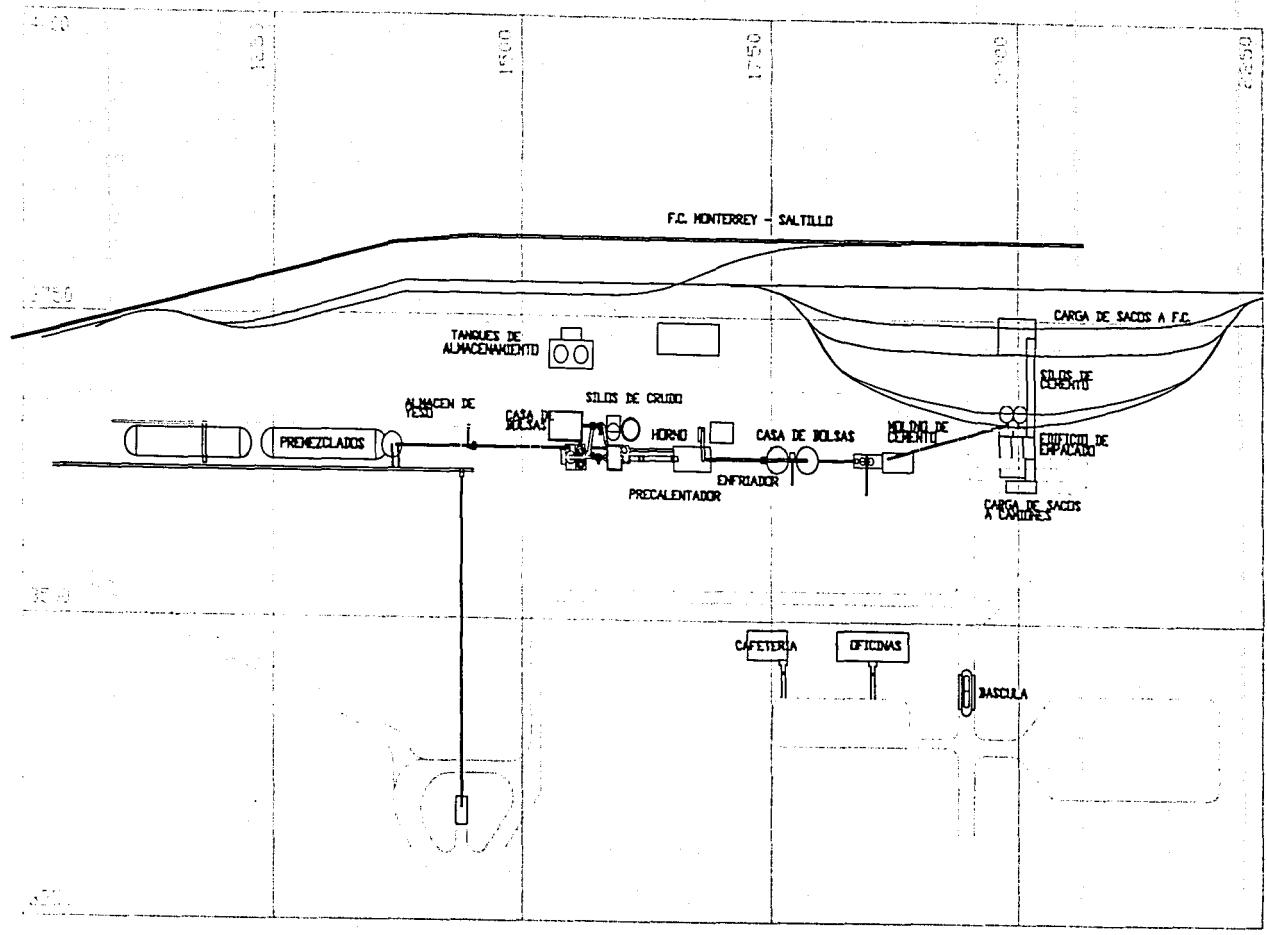


FIG. 6. ARREGLO INICIAL DE LA PLANTA

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

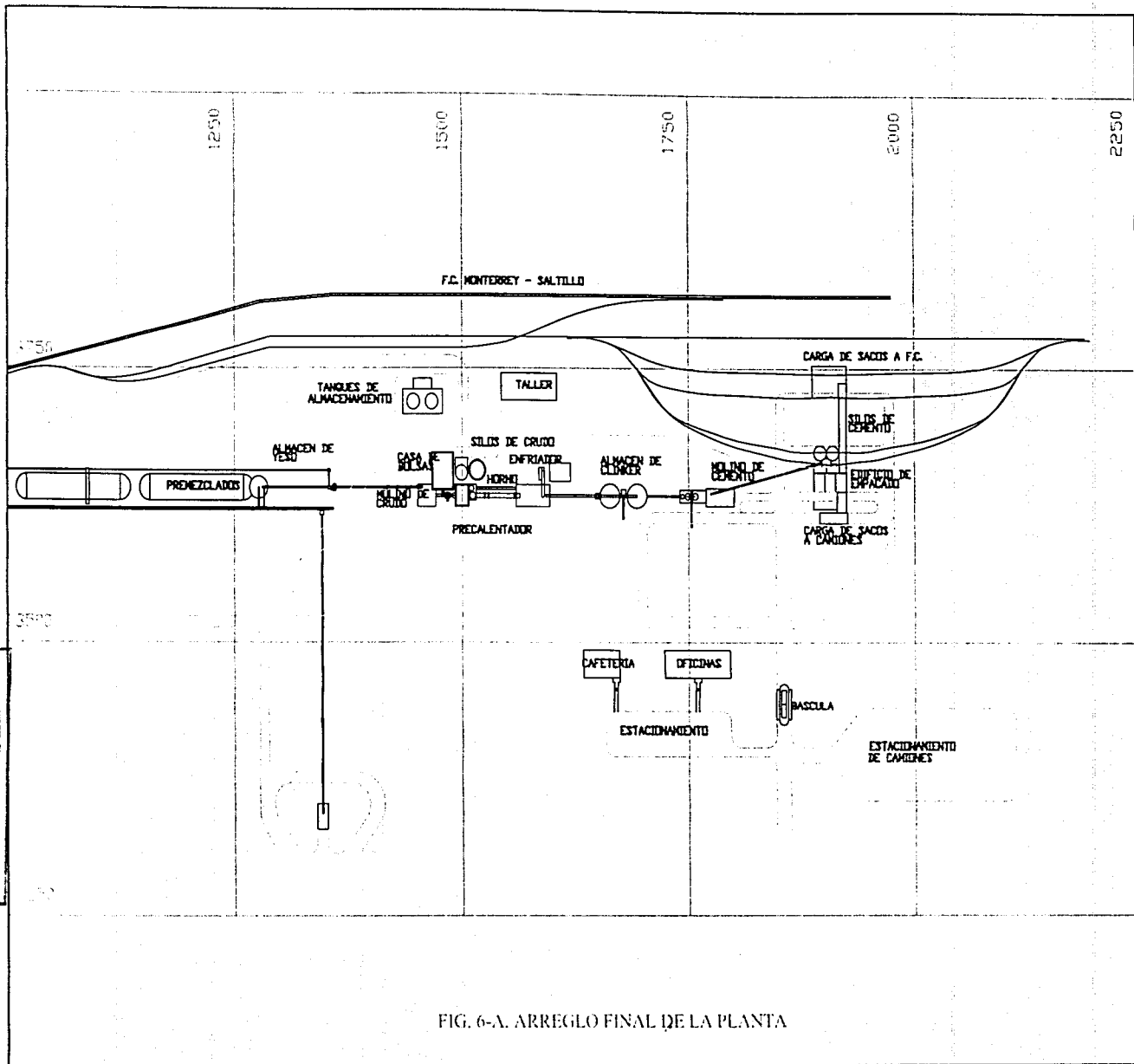
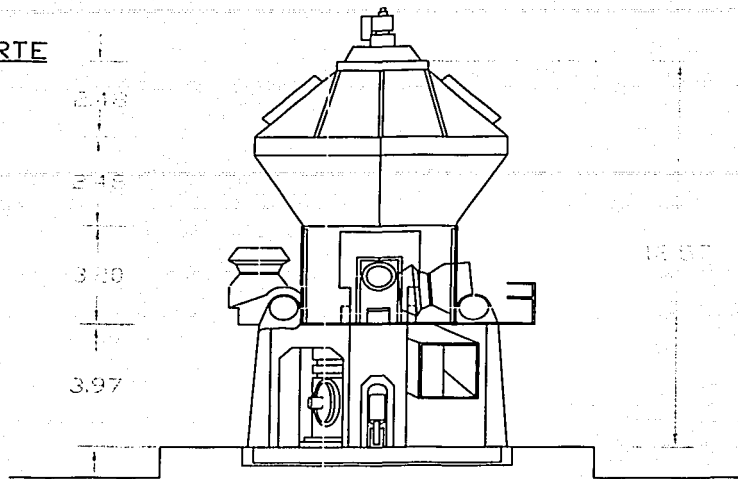
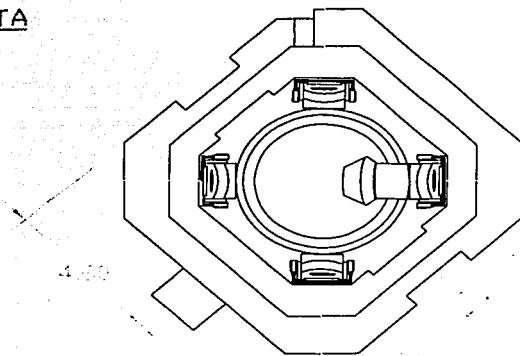


FIG. 6-A. ARREGLO FINAL DE LA PLANTA

**CORTE**



**PLANTA**



**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

**FIG. 7. PLANTA Y CORTE DEL MOLINO DE CRUDO**

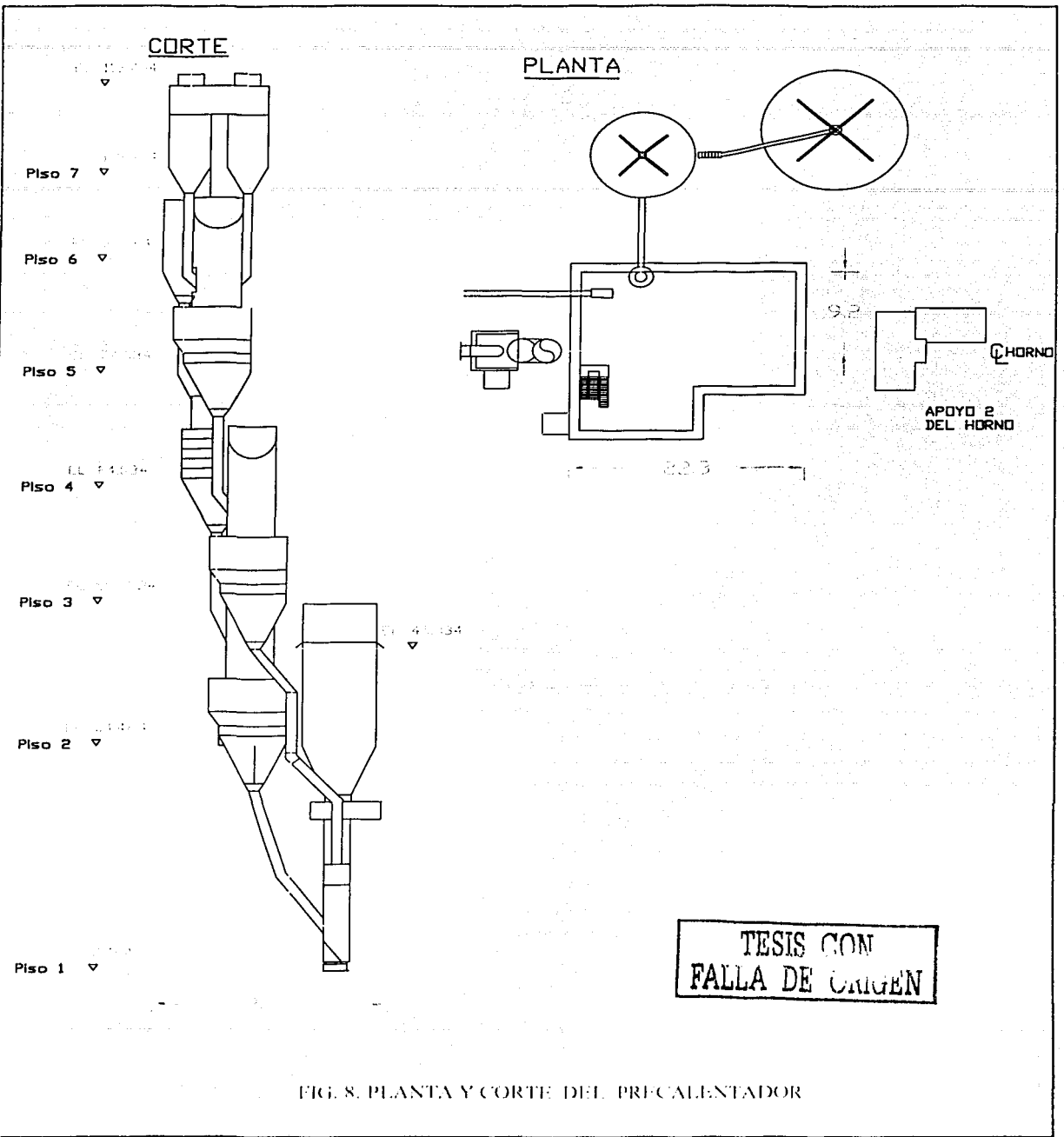
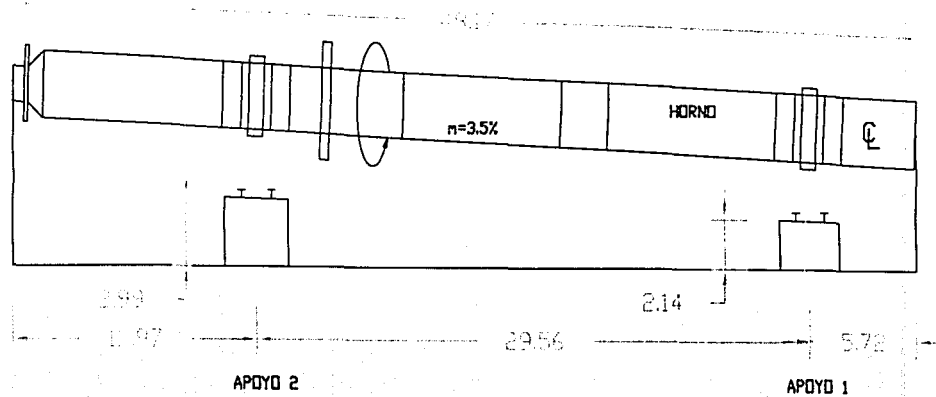


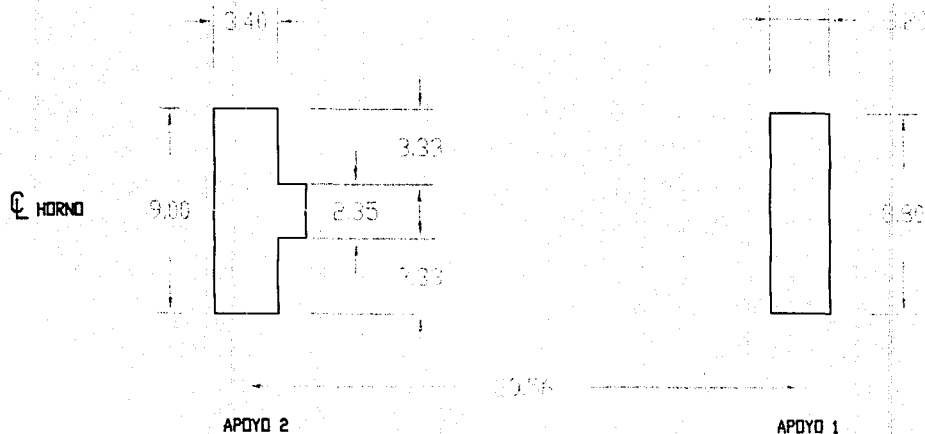
FIG. 8. PLANTA Y CORTE DEL PRECALENTADOR



CORTE



PLANTA



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

FIG. 9. CORTE DEL HORNO Y PLANTA DE SUS APOYOS

① ② ③ ④ ⑤ ⑥

29.10  
6.00 6.00 3.10 6.00 6.00

(A)

(B)

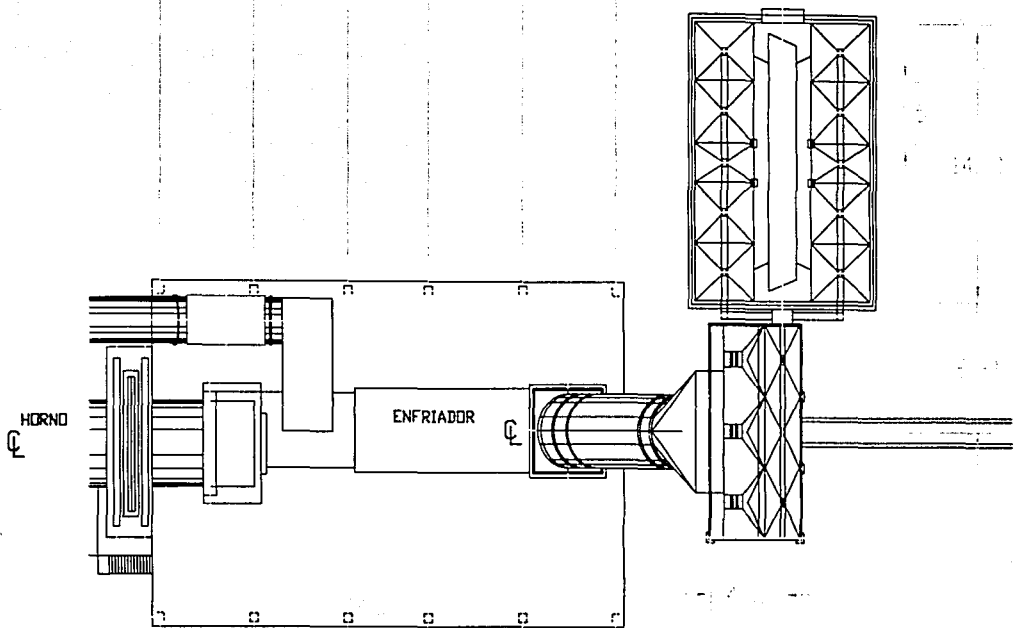
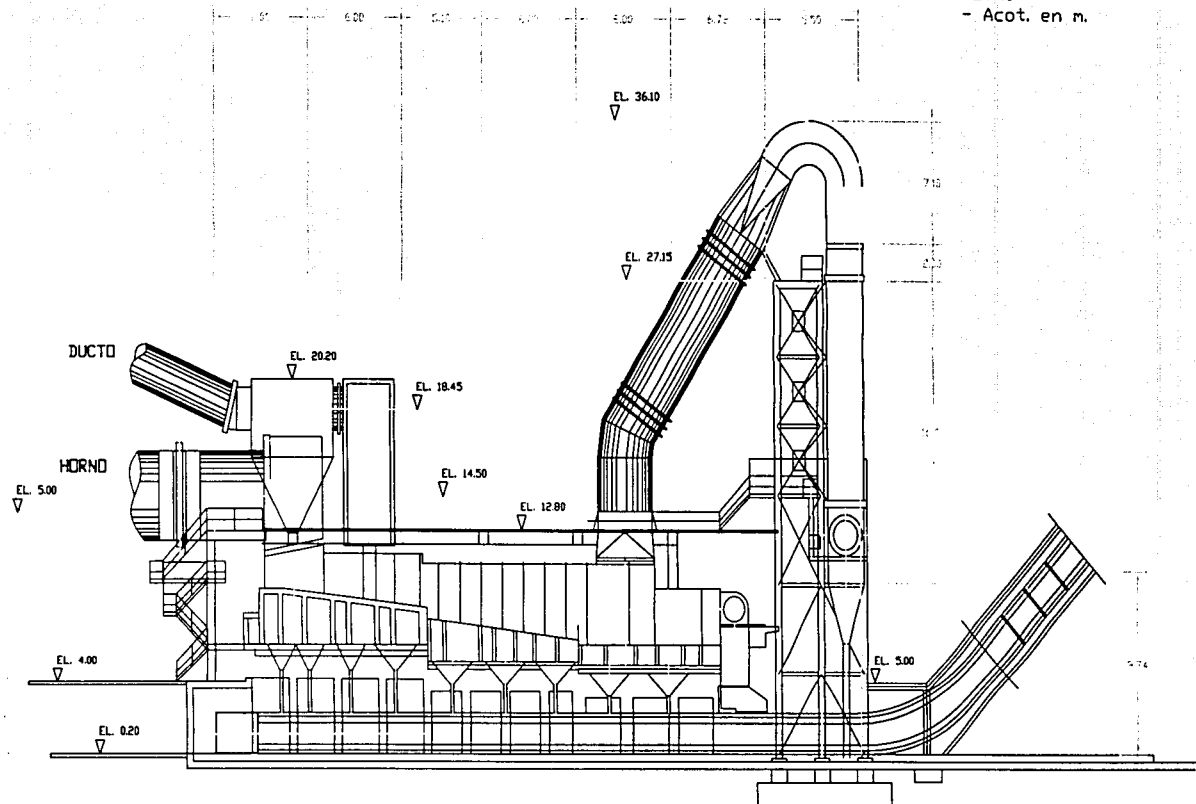


FIG. 10. PLANTA DEL EDIFICIO DEL ENFRIADOR

① ② ③ ④ ⑤ ⑥

NOTAS:  
- Acot. en m.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

FIG. 11. CORTE DEL EDIFICIO DEL ENFRIADOR

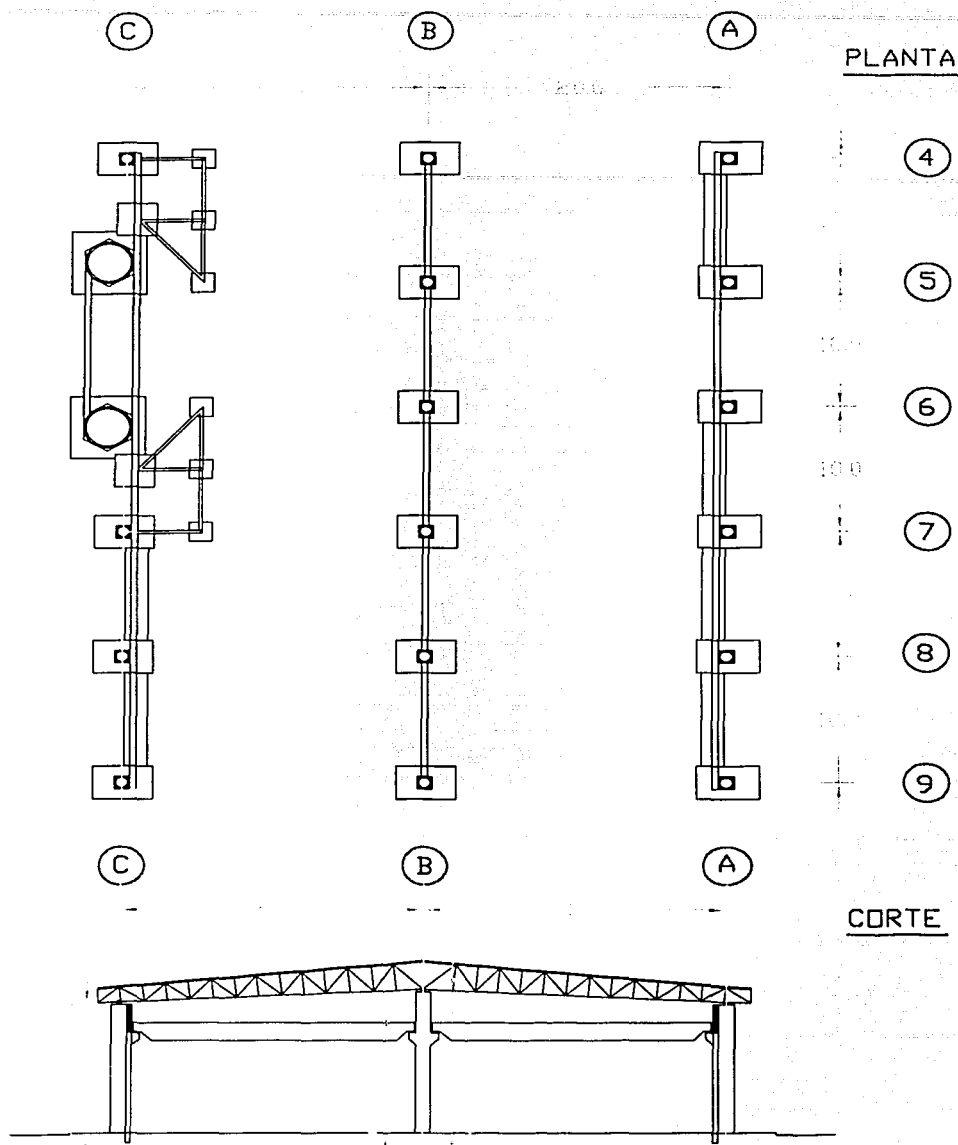
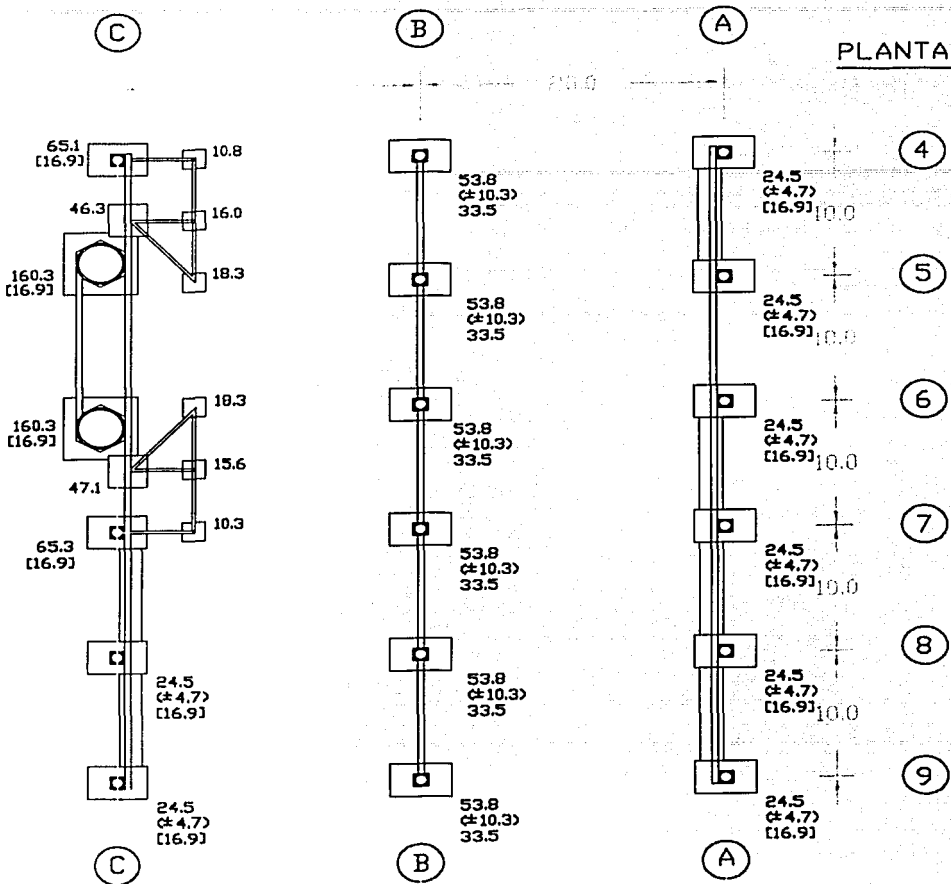


FIG. 12. PLANTA Y CORTE DEL ALMACEN Y TALLER



**CORTE**

**NOTAS:**

- cargas en t.
- 53.8 carga muerta - viva
- (±10.3) carga de viento
- [33.5] carga máx. debida a grúas
- Acot. en m

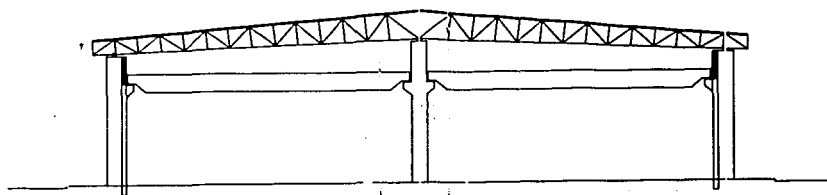
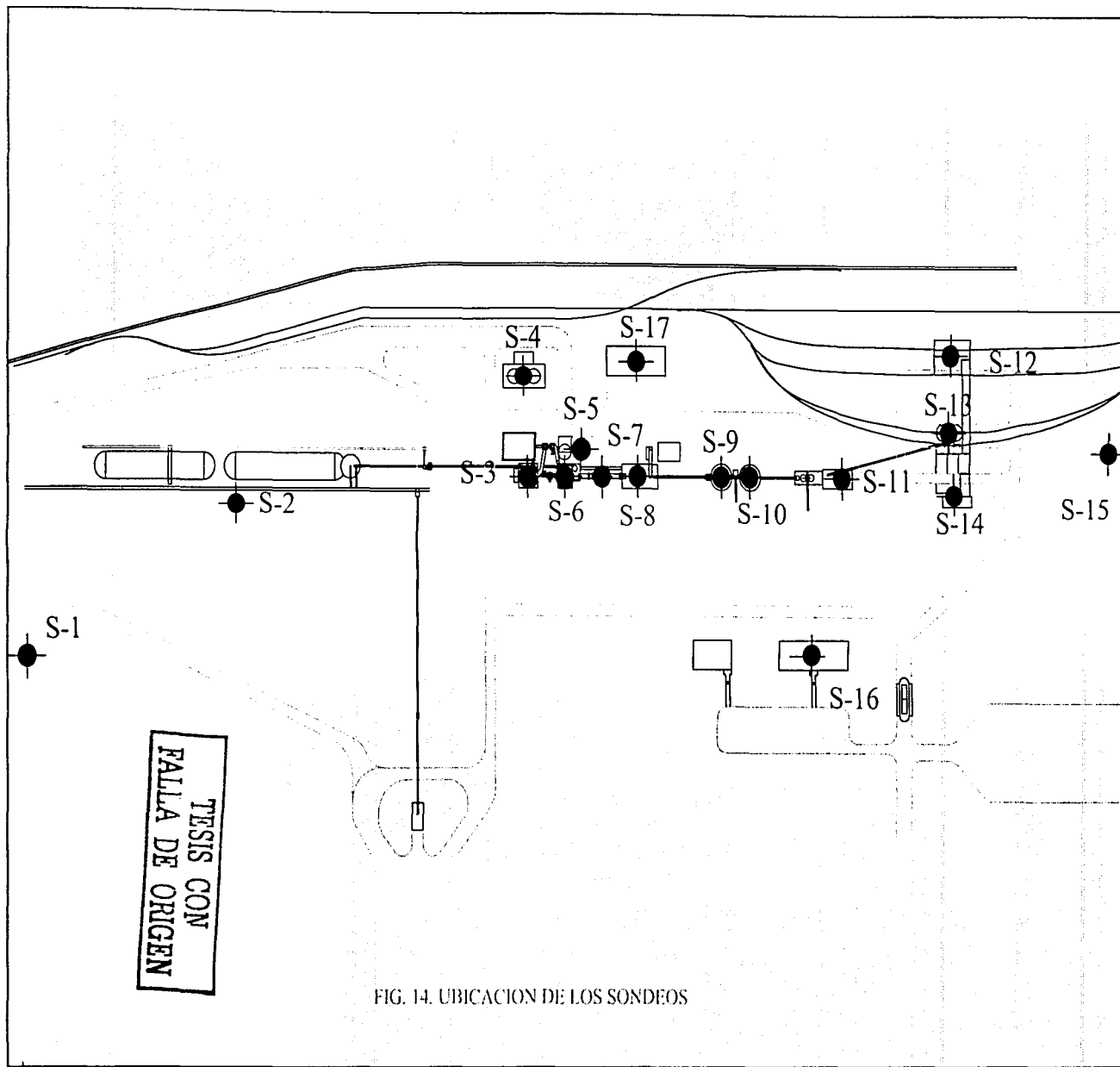


FIG. 13. CARGAS DEL ALMACEN Y TALLER A LA CIMENTACION



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

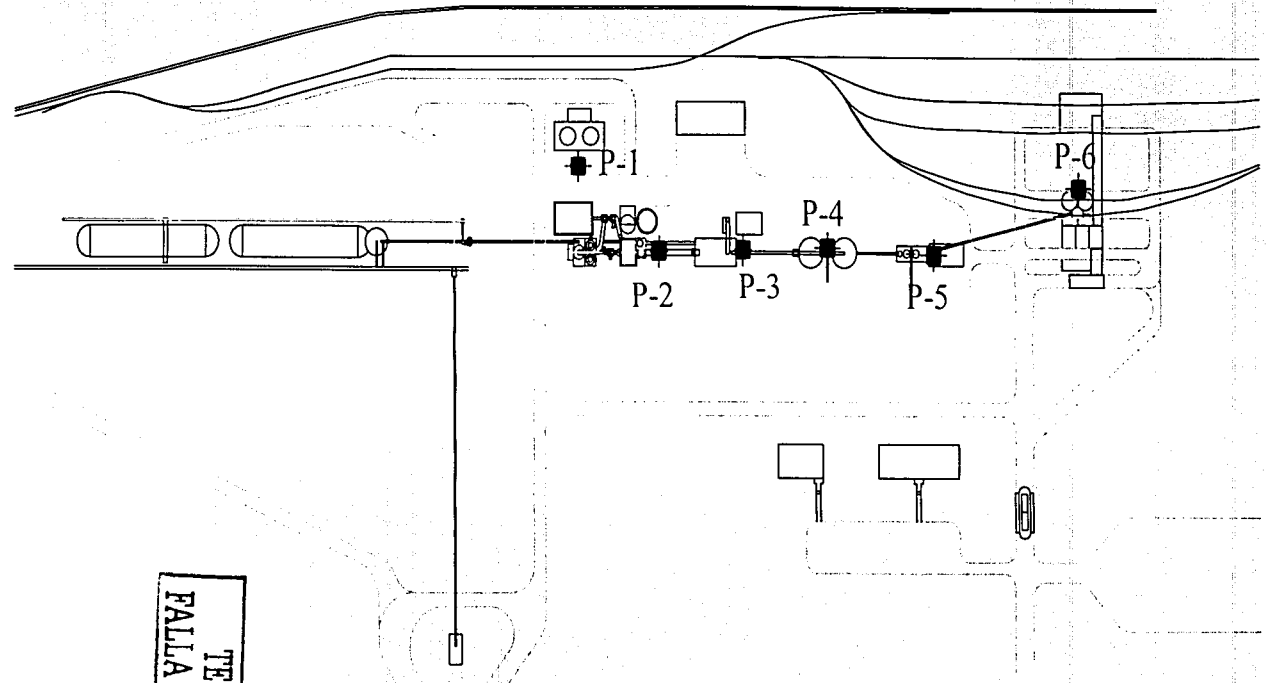


FIG. 15. UBICACION DE LOS POZOS A CIELO ABIERTO

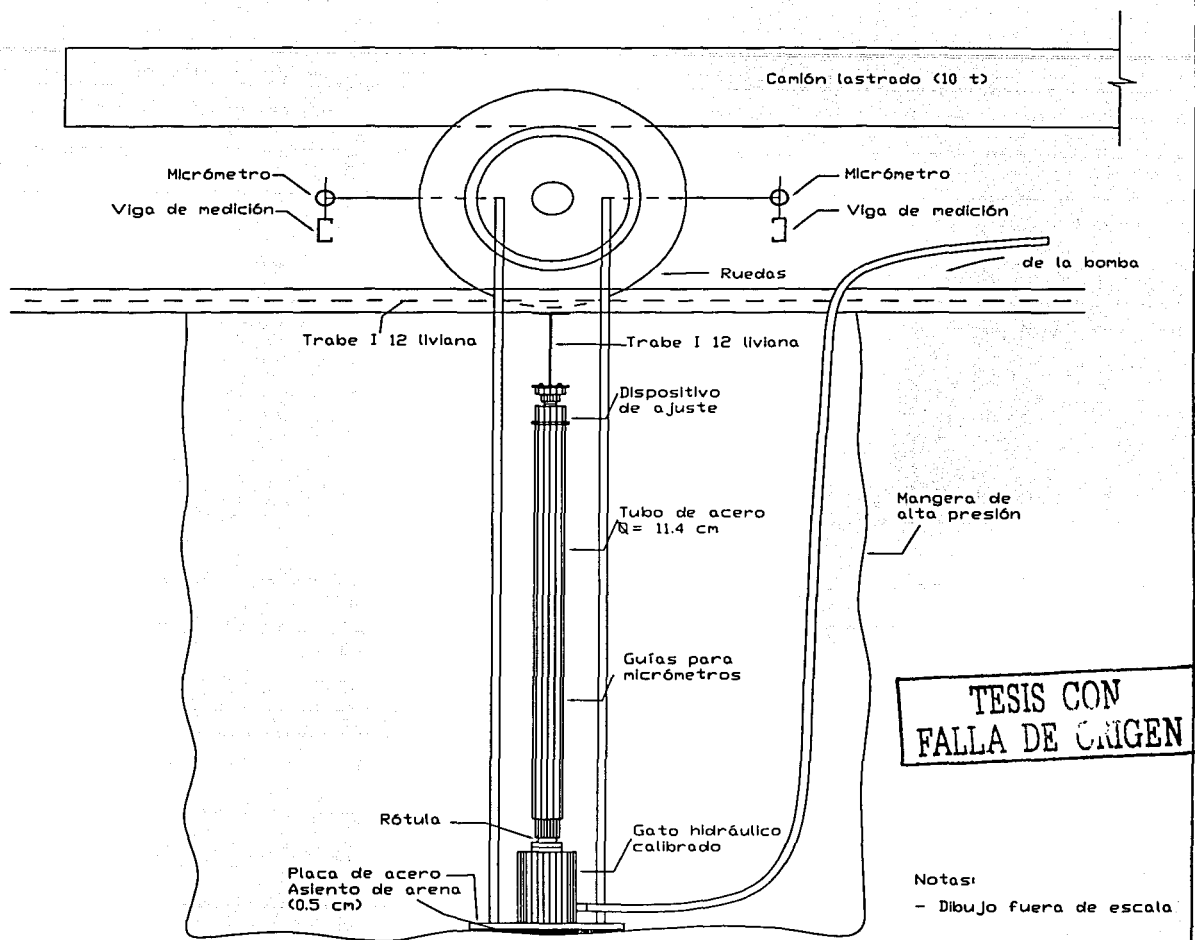


FIG. 16. DISPOSITIVO UTILIZADO EN LAS PRUEBAS DE PLACA VERTICALES



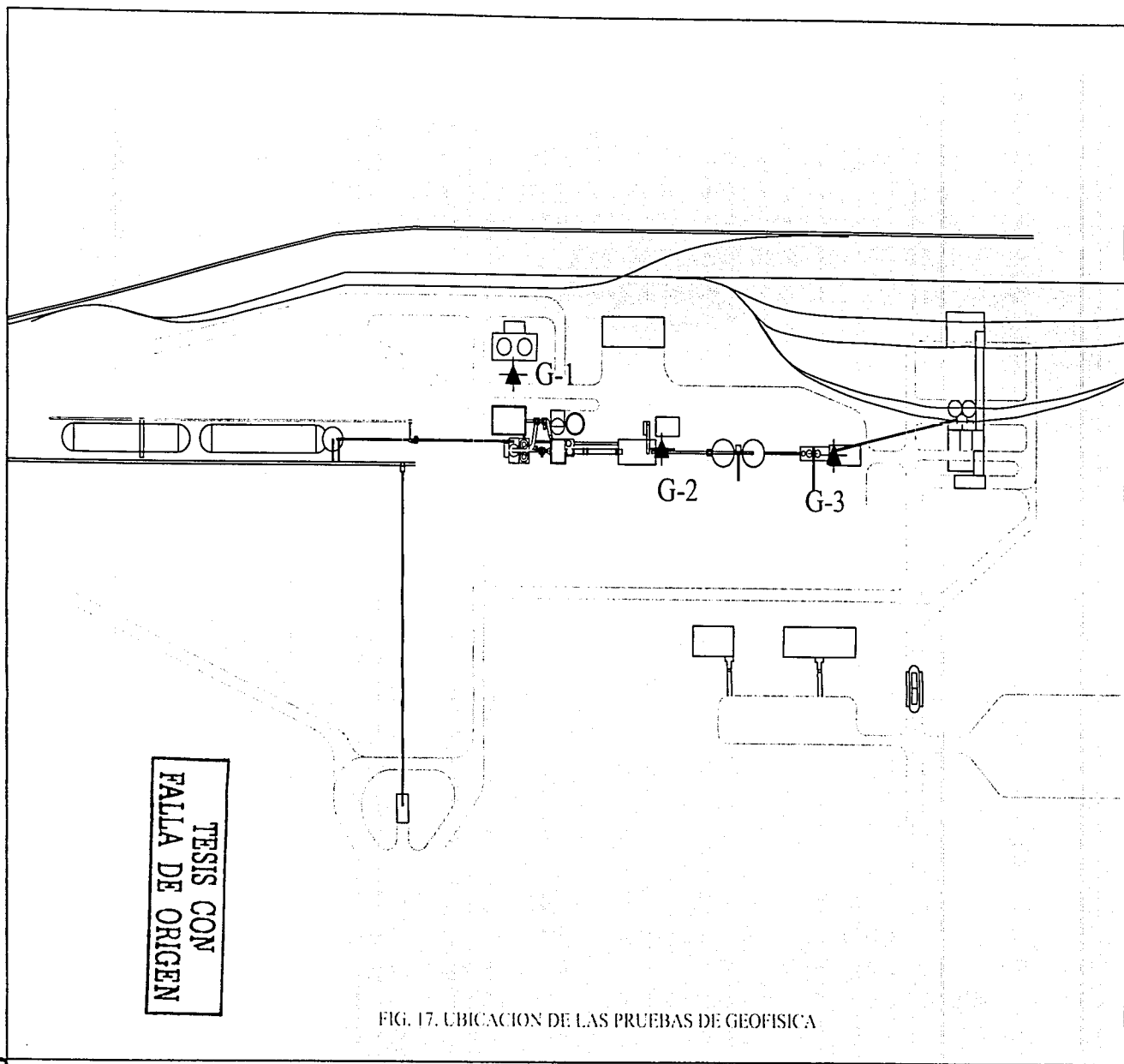
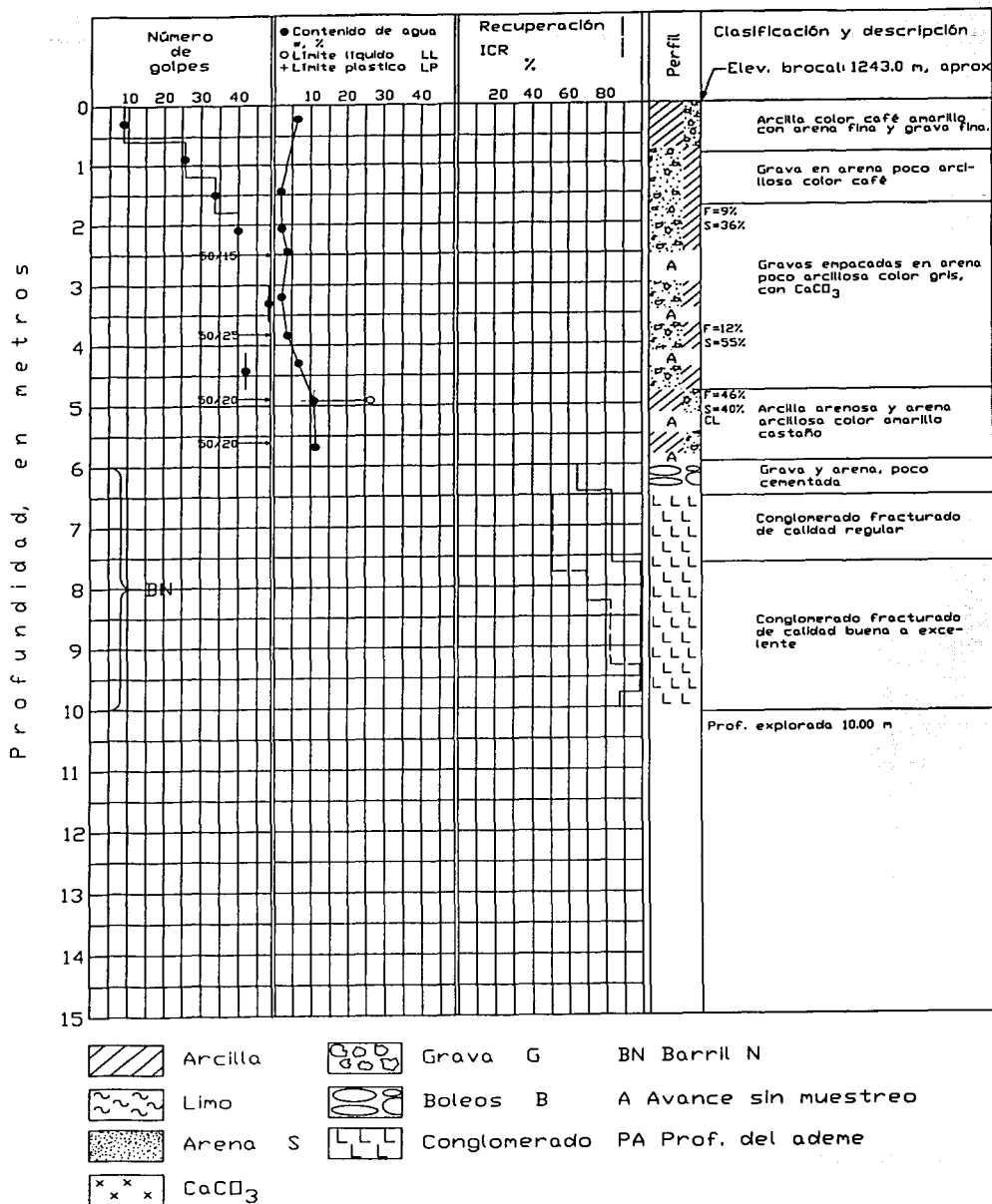


FIG. 17. UBICACION DE LAS PRUEBAS DE GEOFISICA



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

FIG. 18. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-1

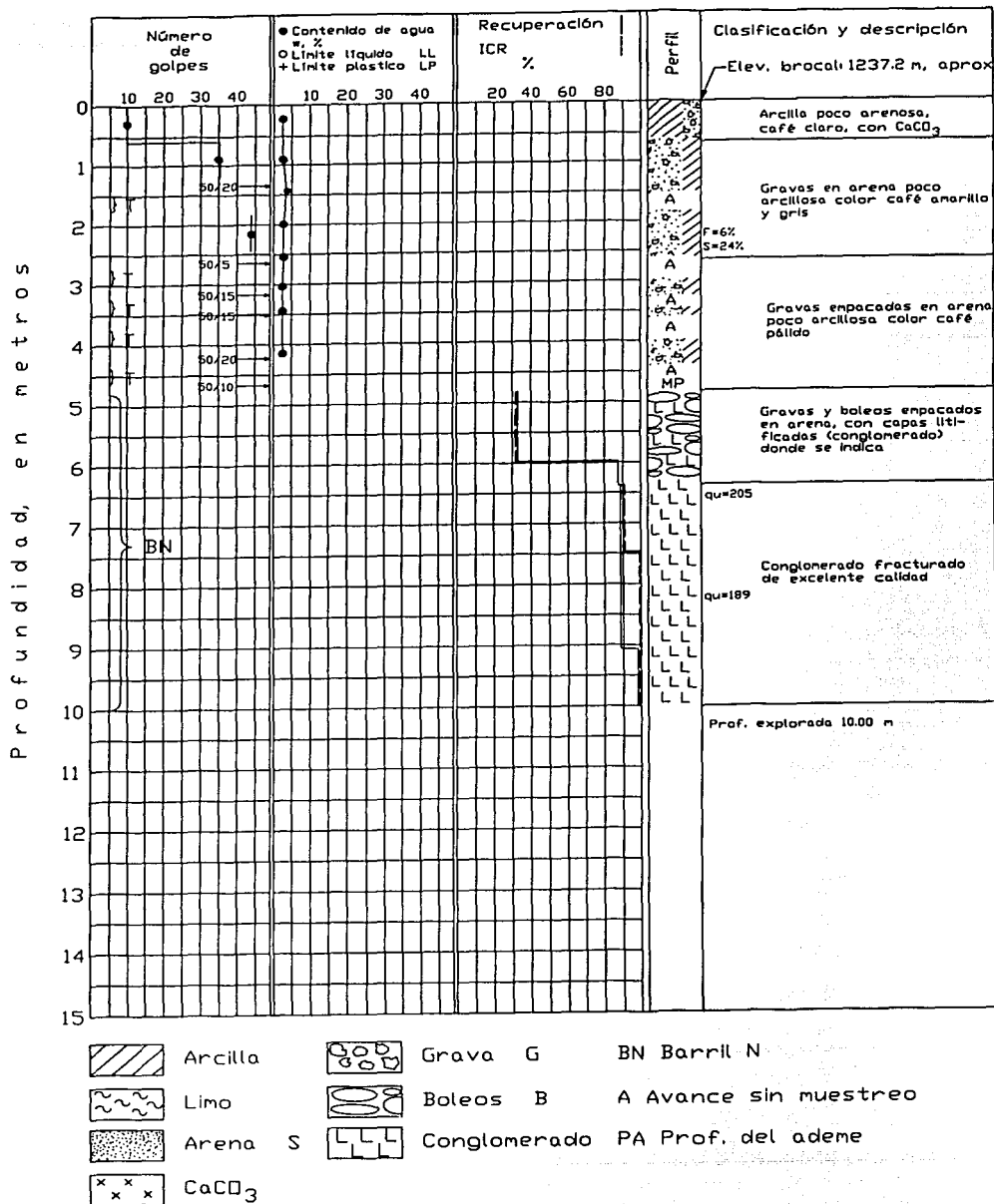
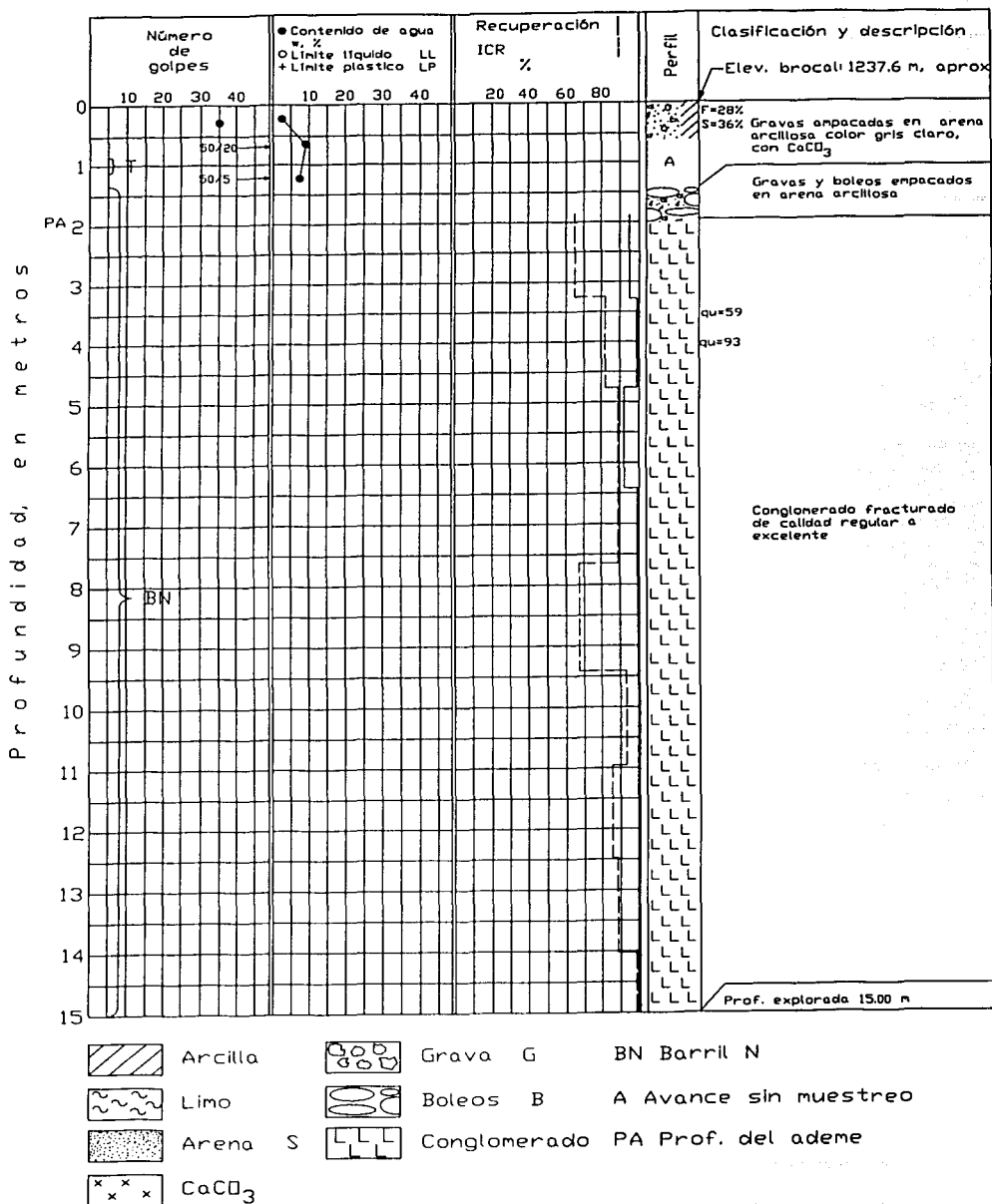


FIG. 19. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-2



**TEJAS CON  
FALLA DE ORIGEN**

FIG. 20. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-3

Profundidad, en metros

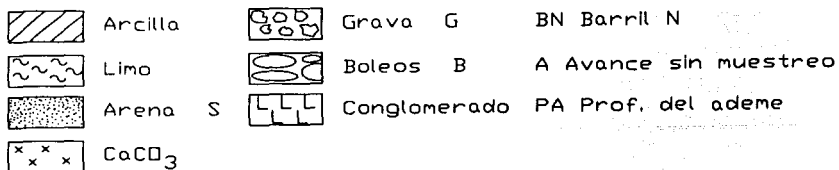
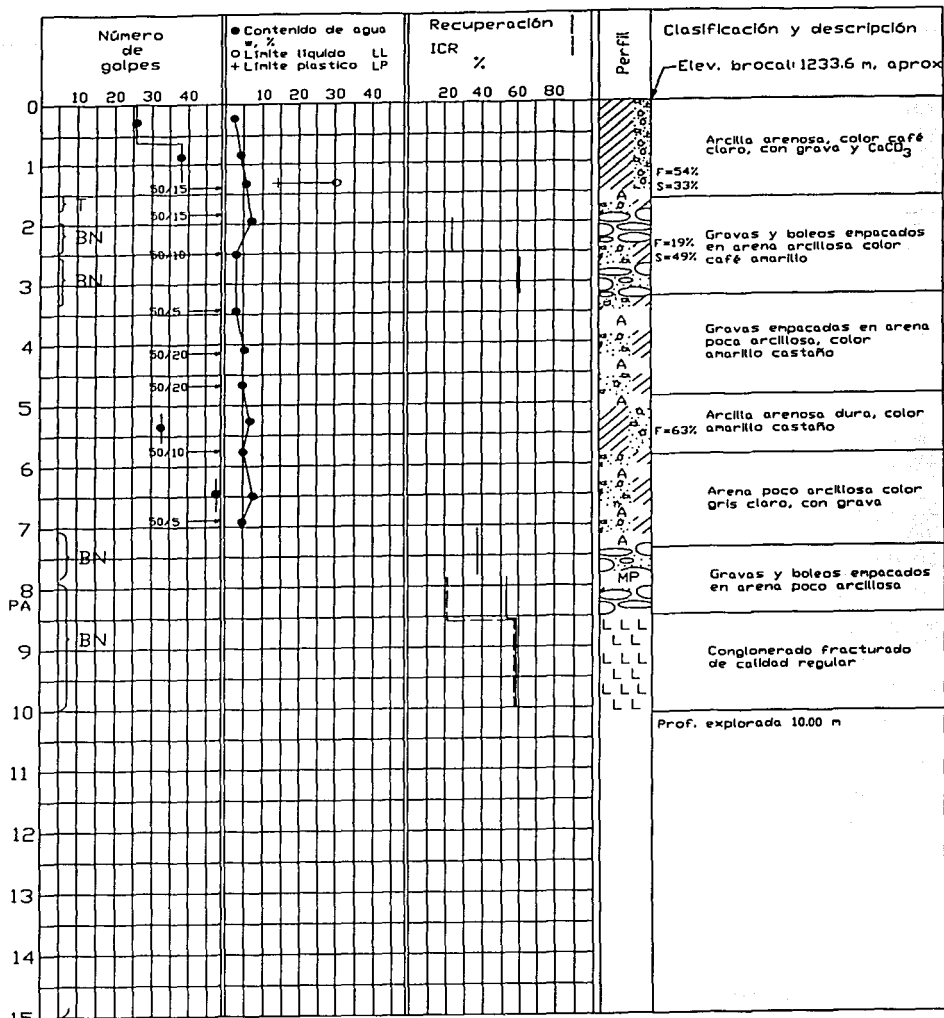
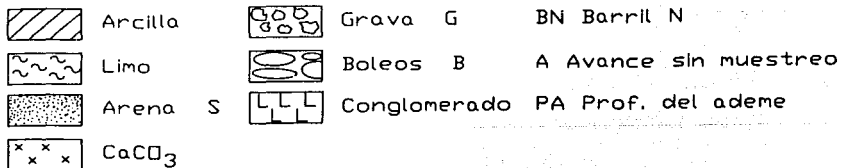
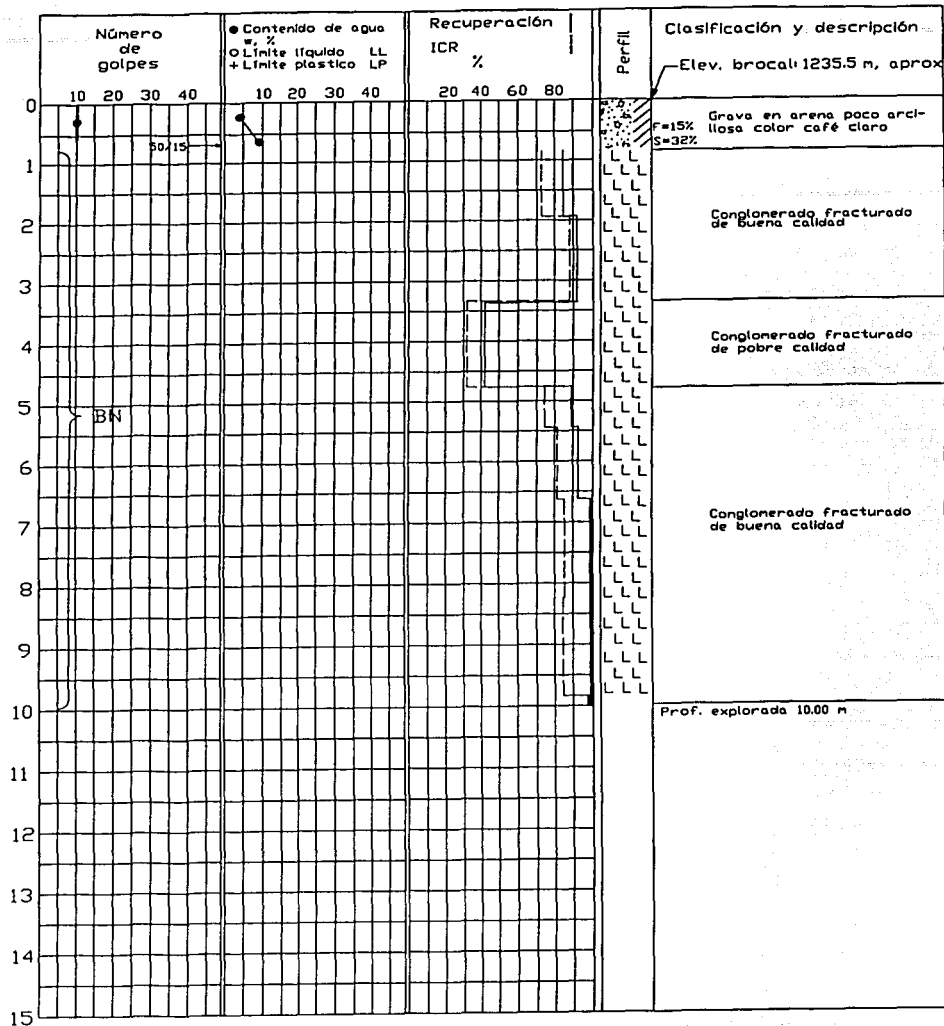


FIG. 21. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-4

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

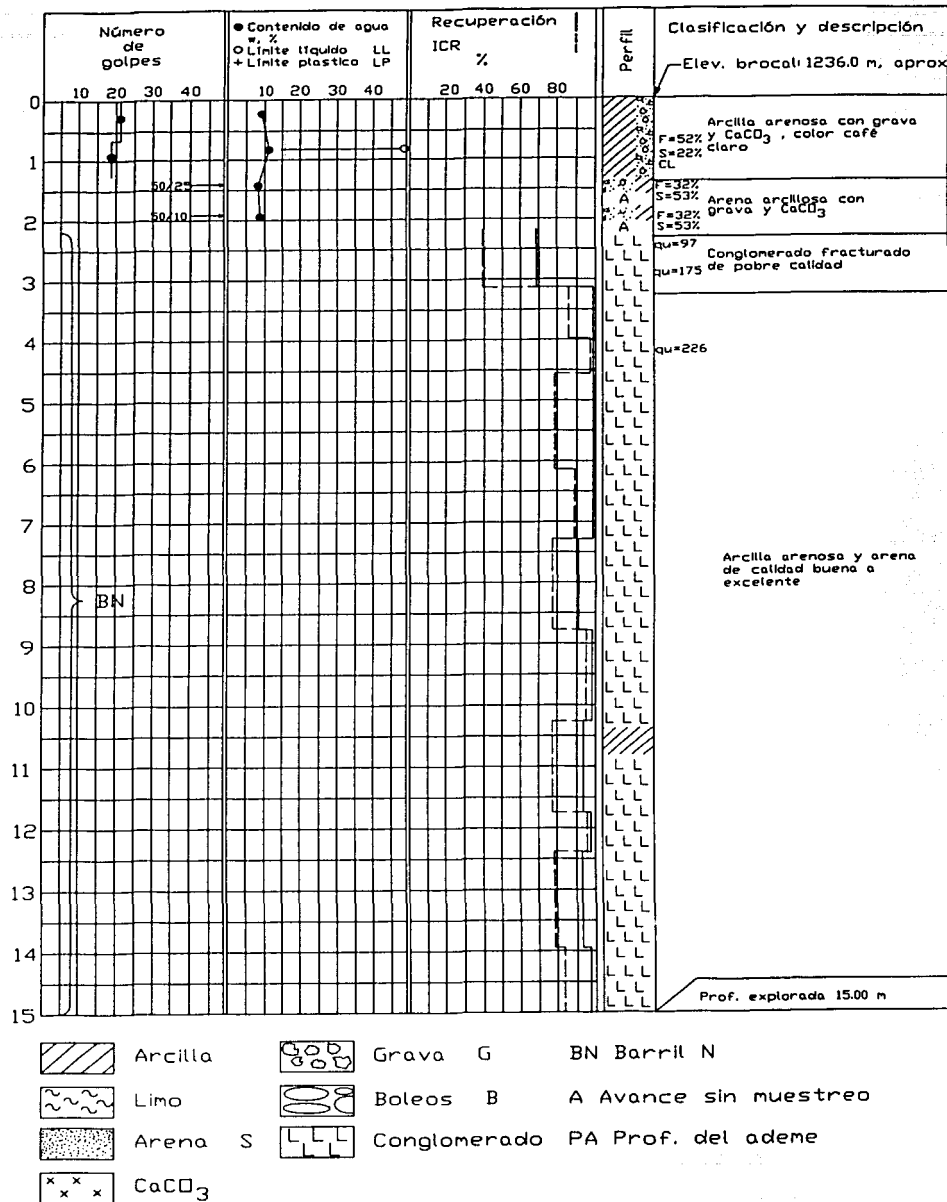
Profundidad, en metros



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

FIG. 22. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-5

Profundidad, en metros



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

FIG. 23. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-6

Profundidad, en metros

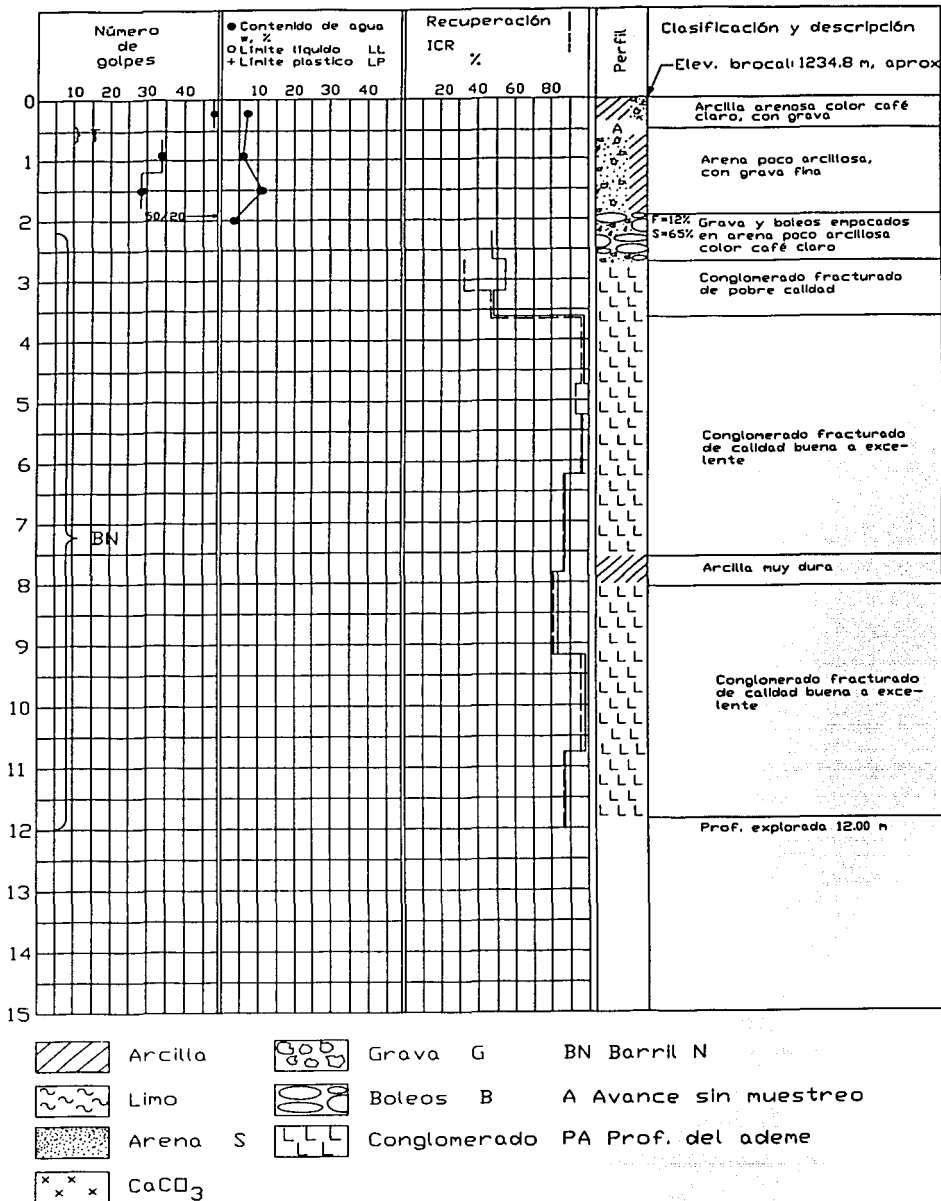


FIG. 24. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-7

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Profundidad, en metros

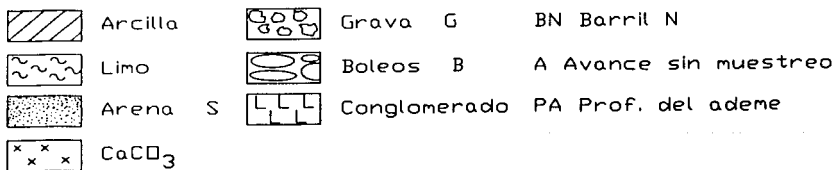
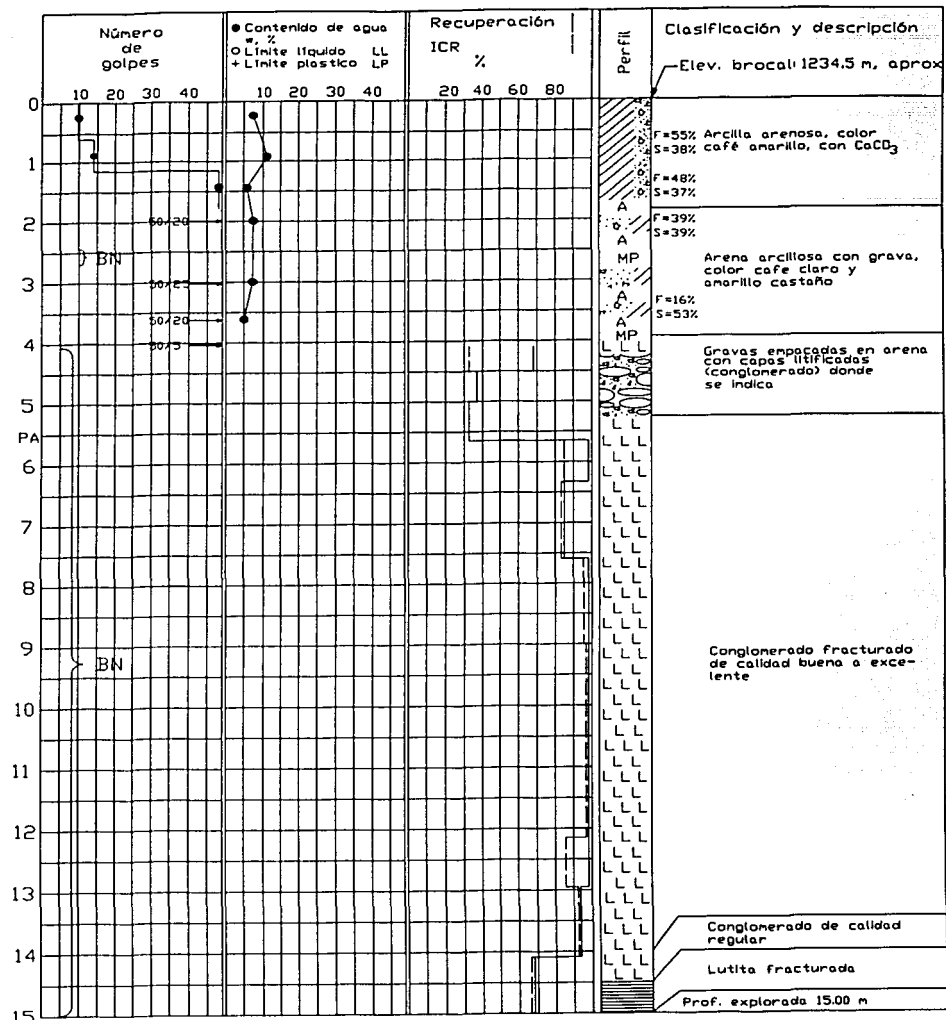
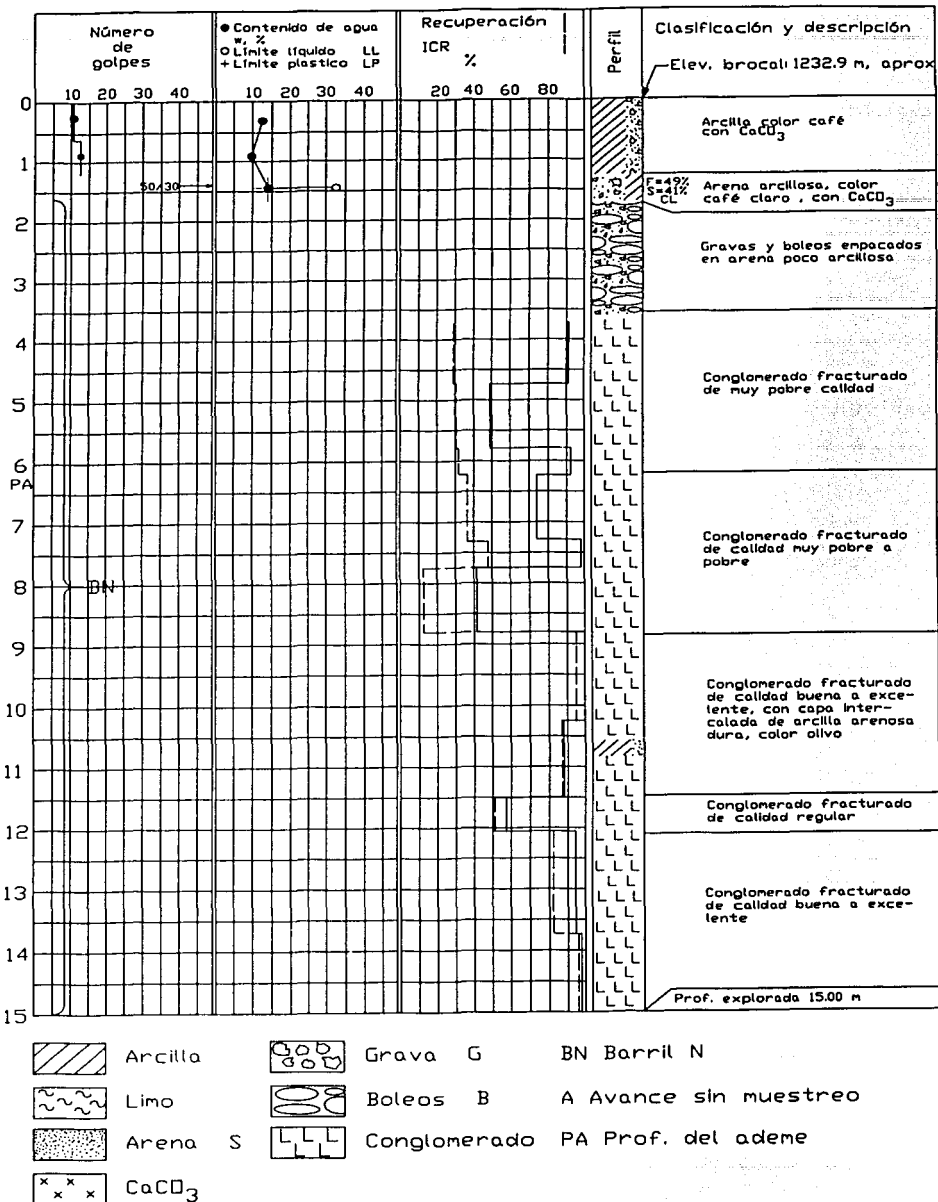


FIG. 25. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-8

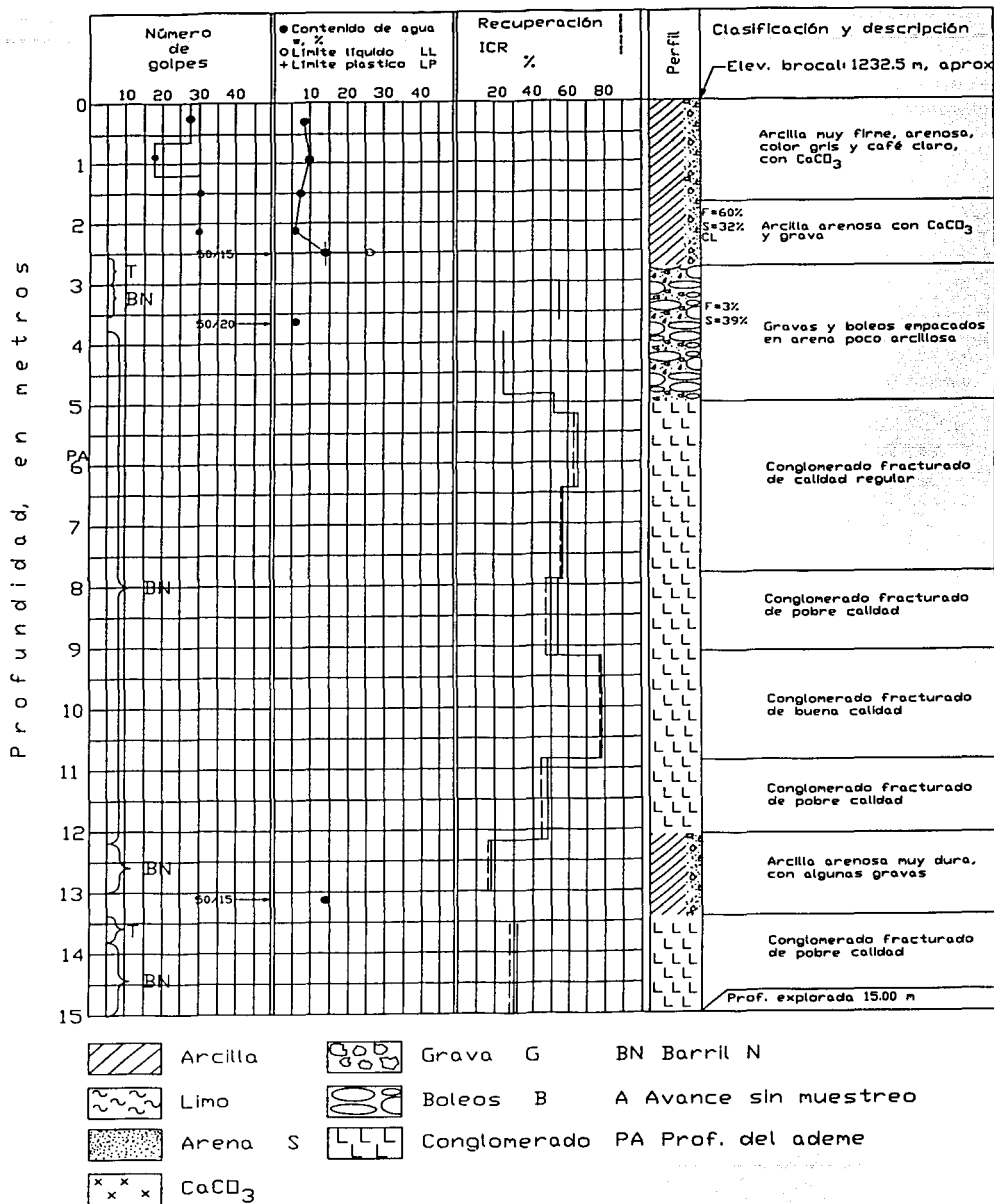
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Profundidad, en metros



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

FIG. 26. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-9



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

FIG. 27. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-10

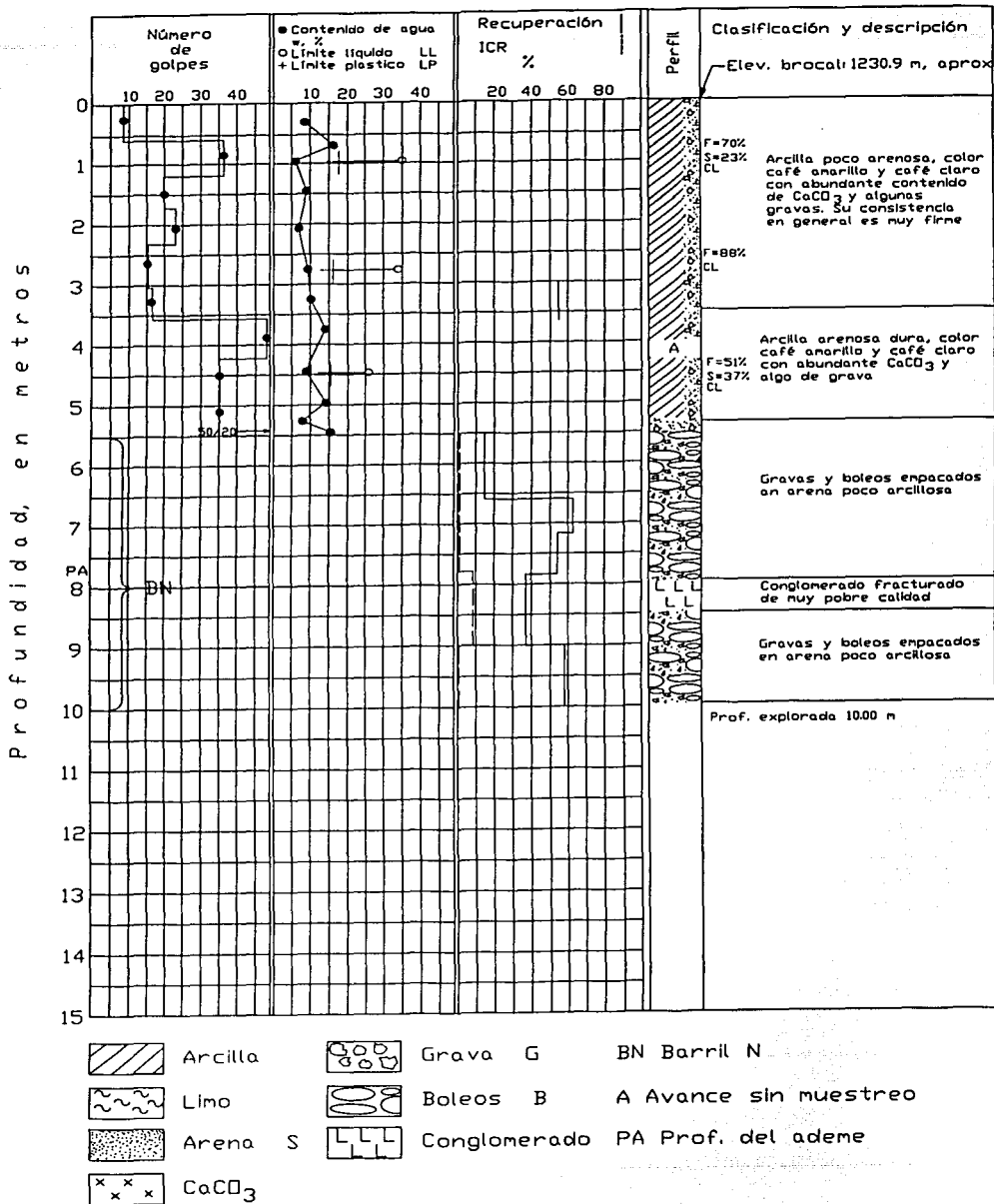


FIG. 28. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-11

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

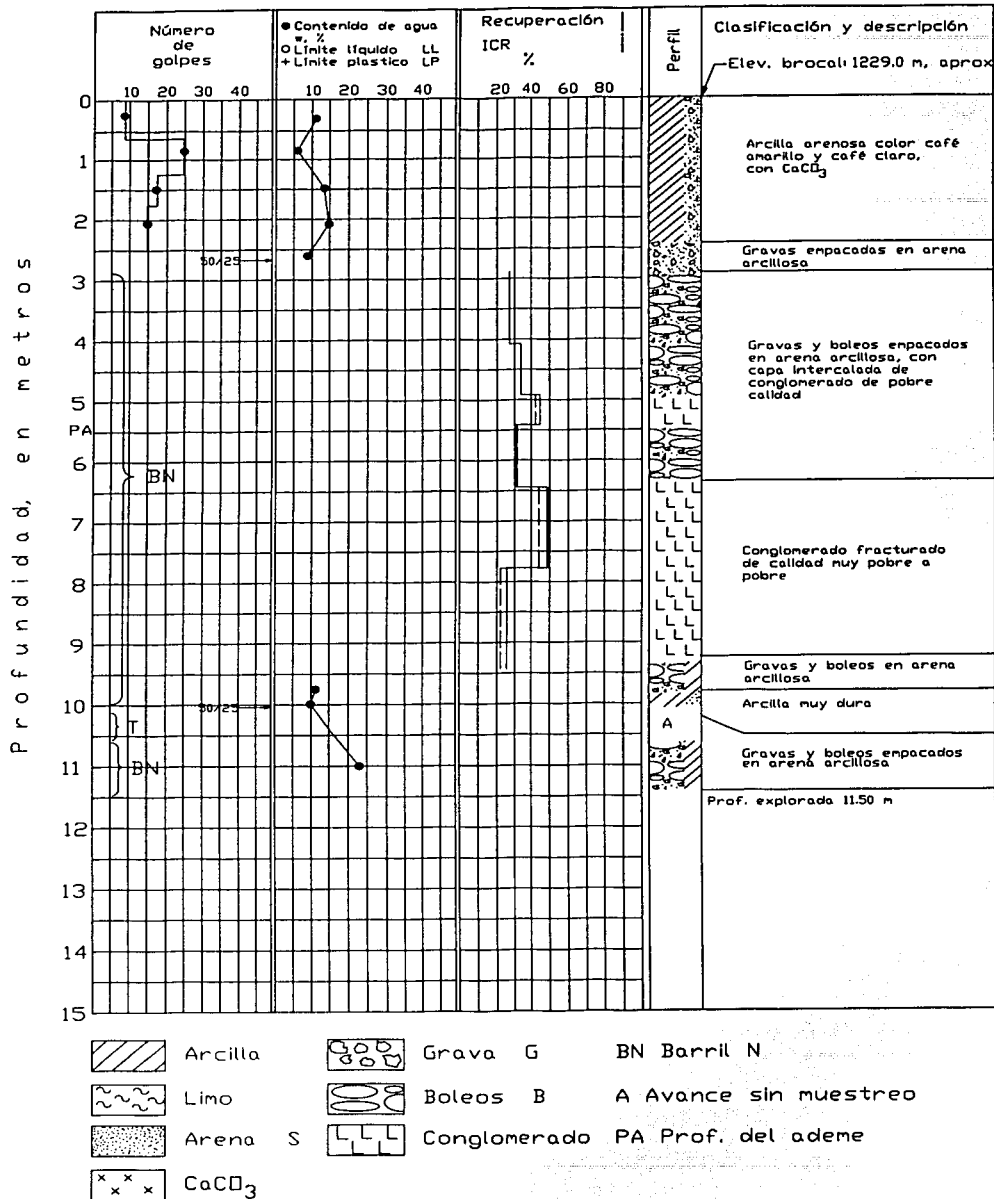


FIG. 29. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-12

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Profundidad, en metros

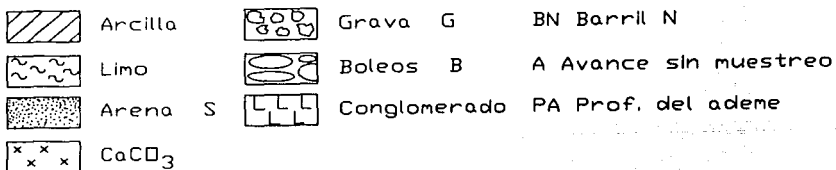
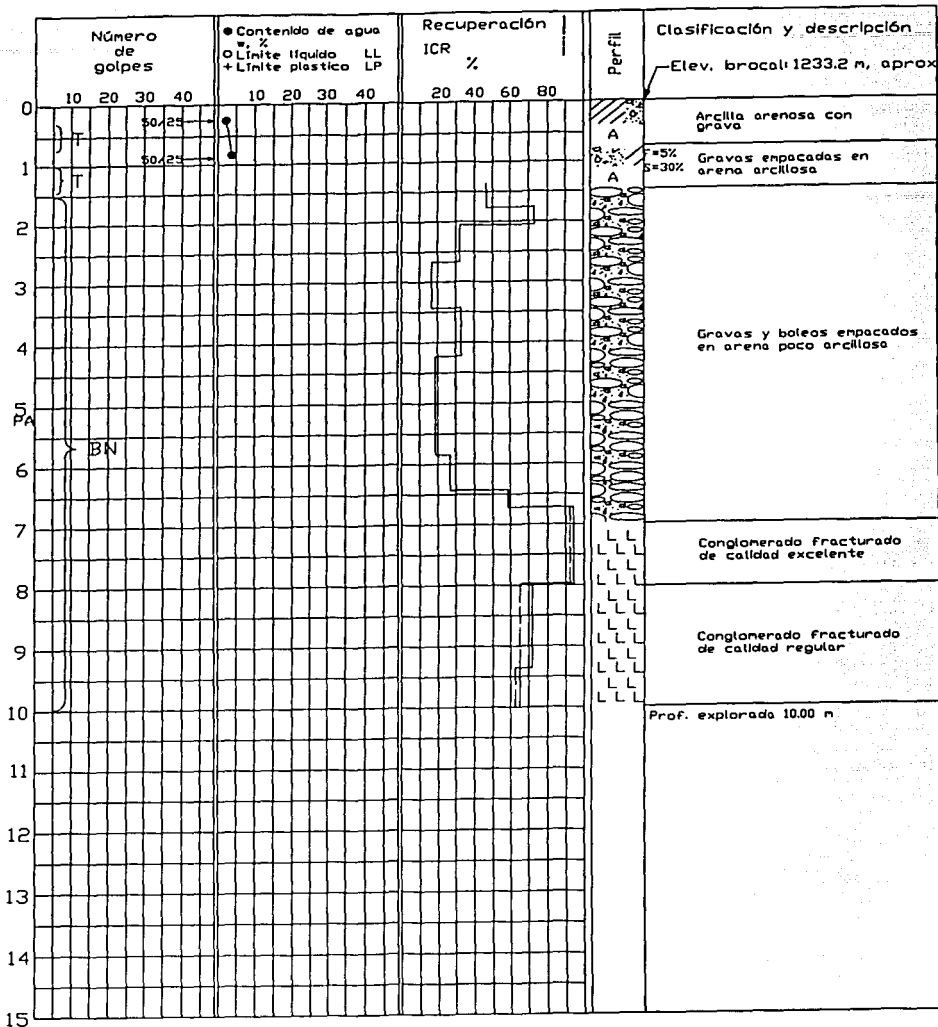
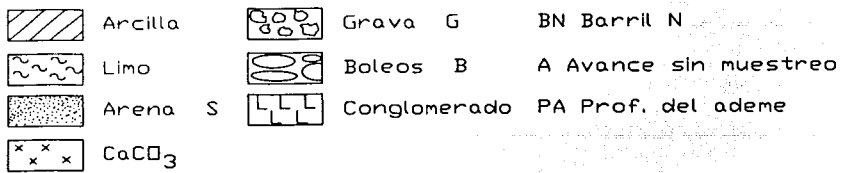
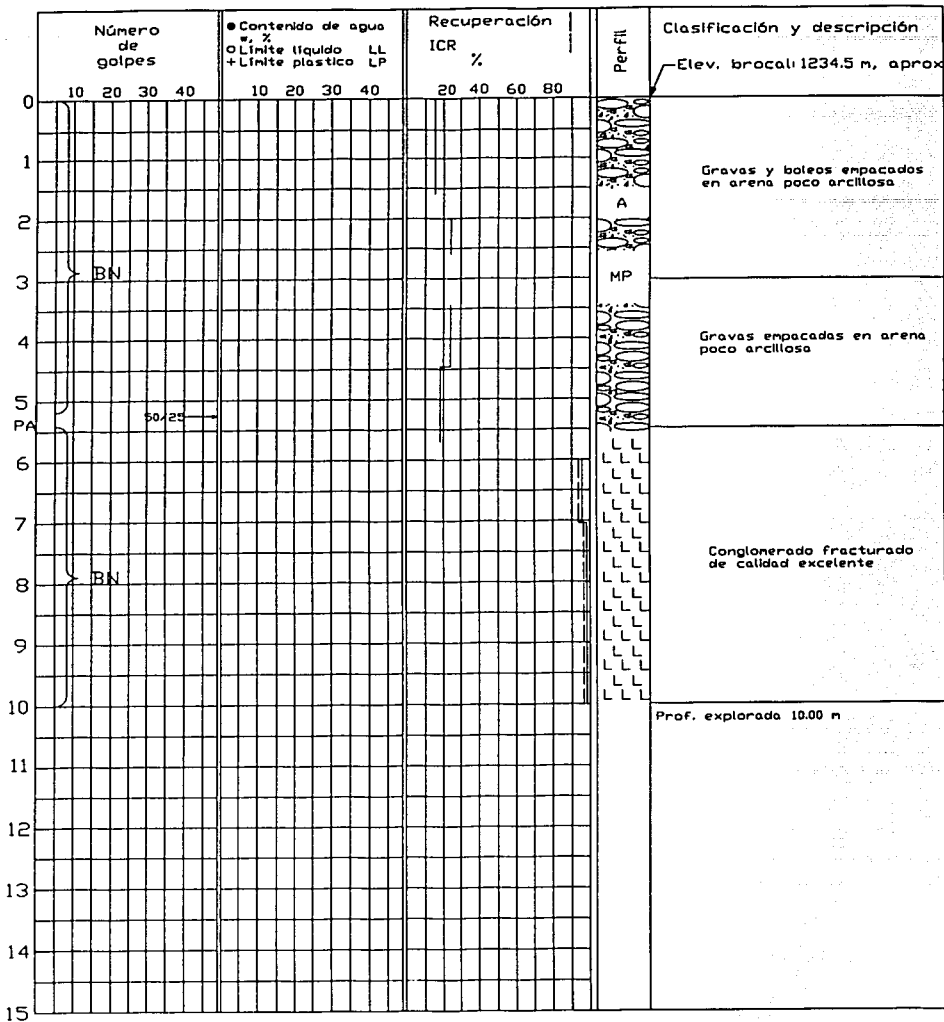


FIG. 30. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-13

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Profundidad, en metros



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

FIG. 31. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-14

Profundidad, en metros

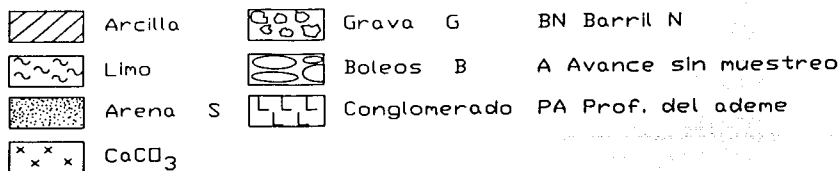
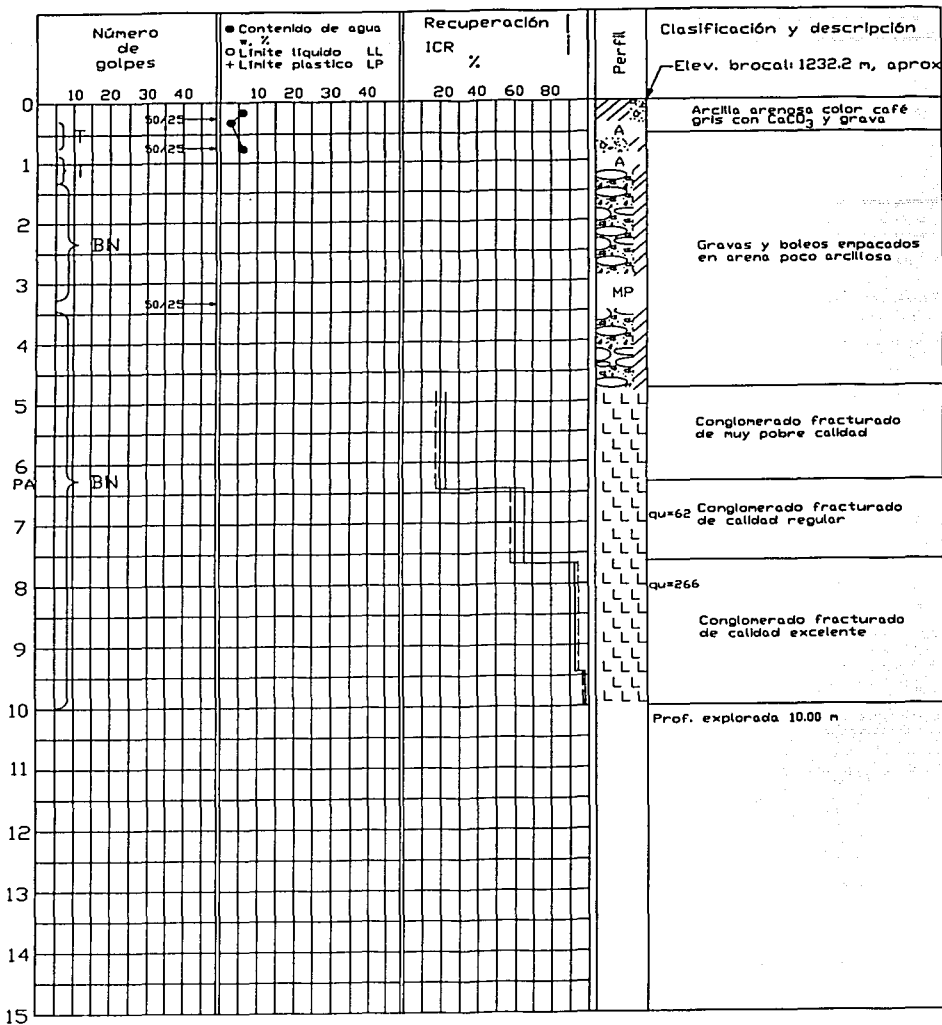
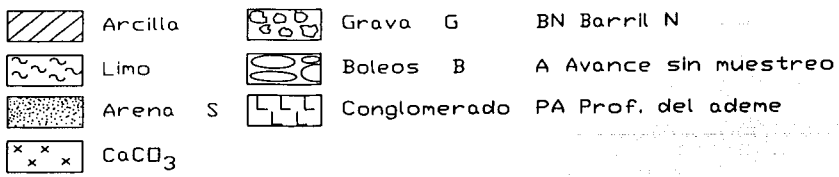
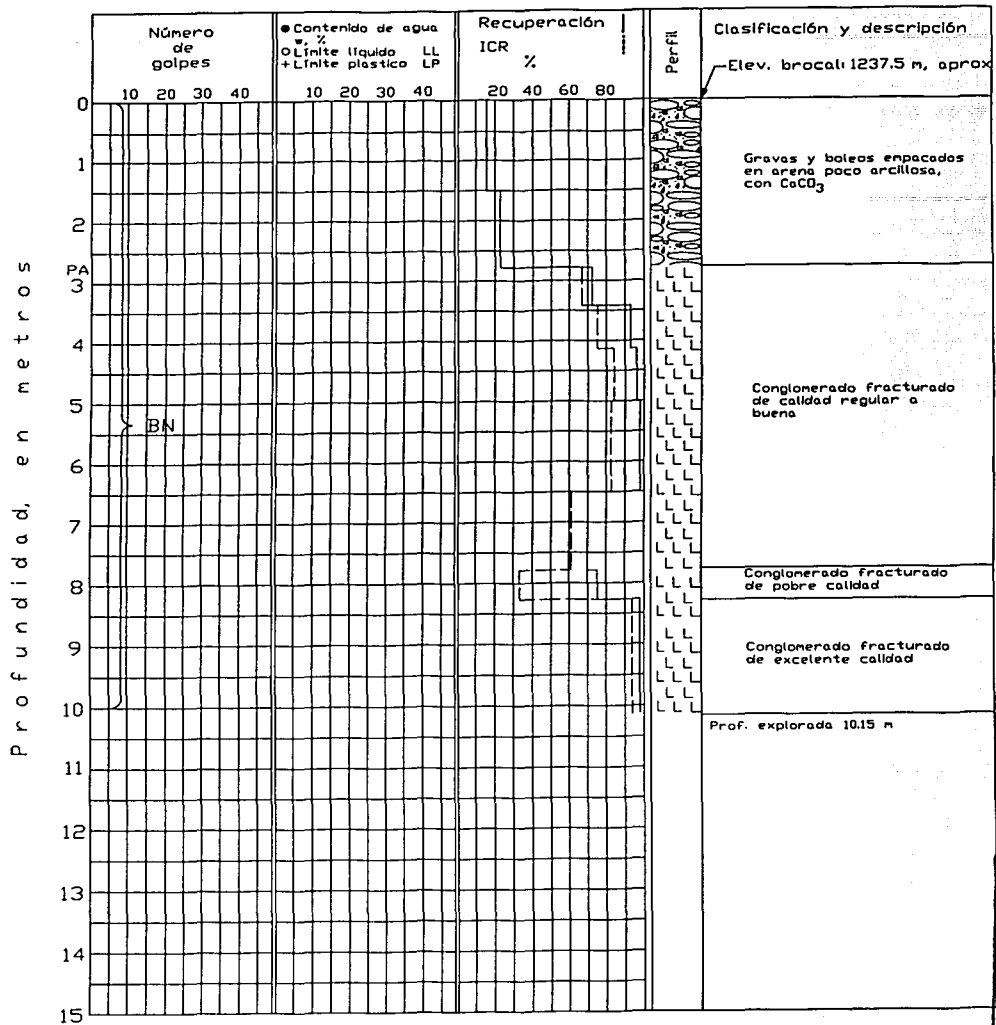


FIG. 32. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-15

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

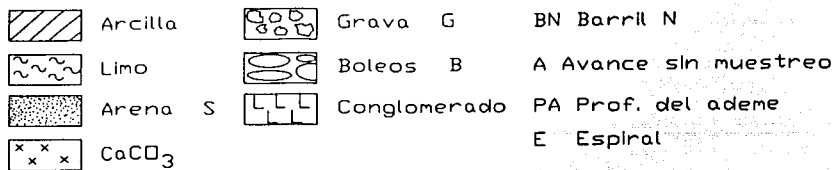
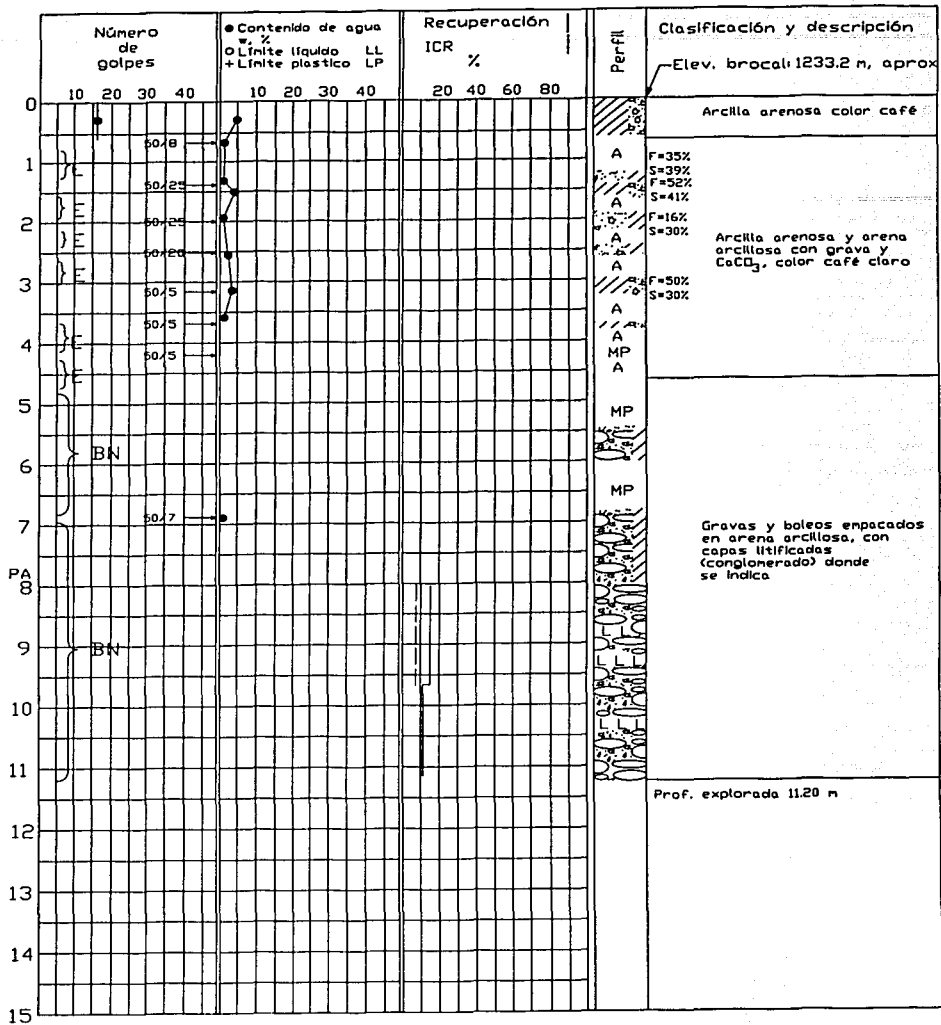




TESIS CON FALLA DE ORIGEN

FIG. 33. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-16

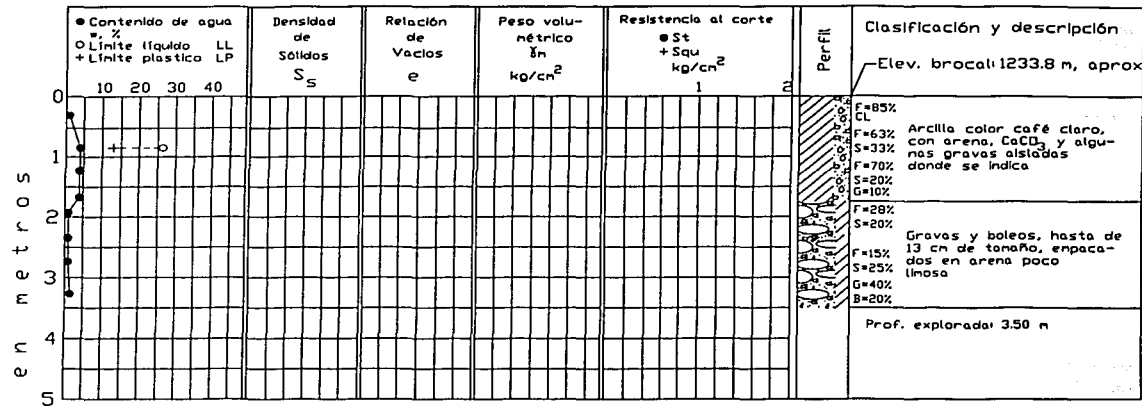
Profundidad, en metros



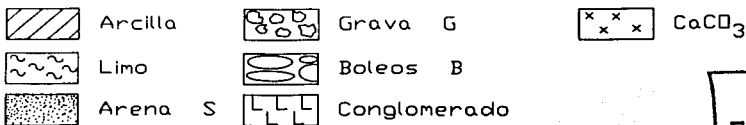
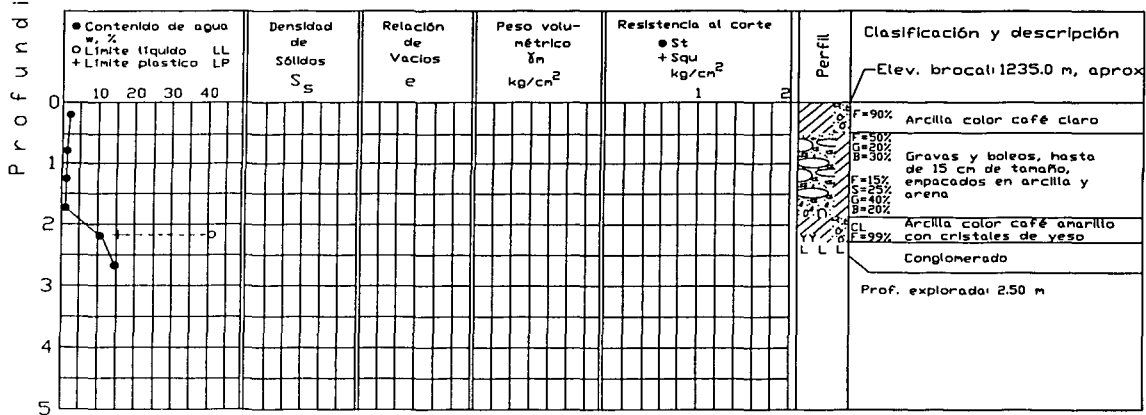
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

FIG. 34. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S-17

P-1



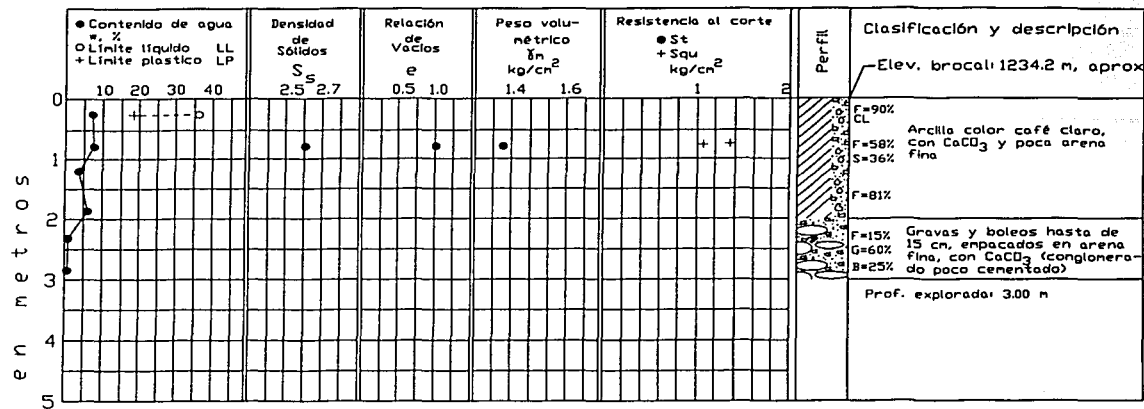
P-2



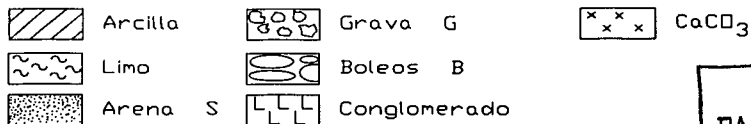
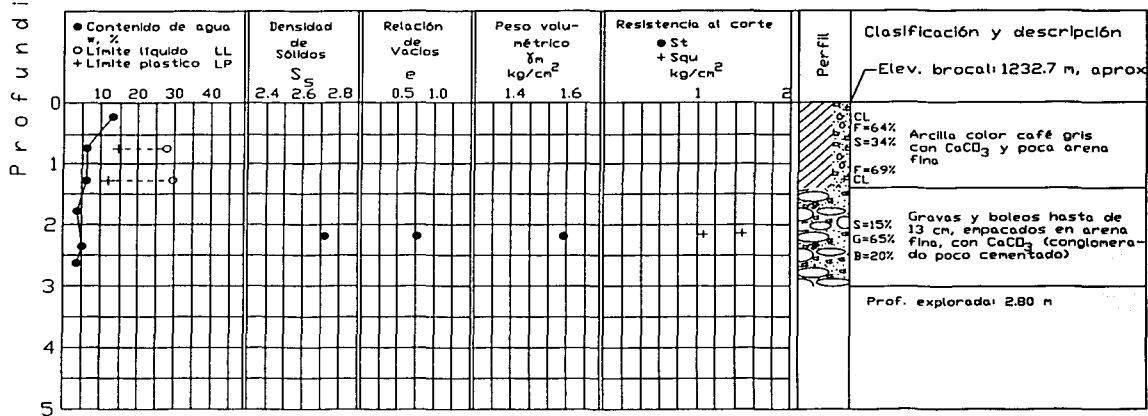
**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

FIG. 35. POZOS A CIELO ABIERTO P-1 Y P-2

P-3



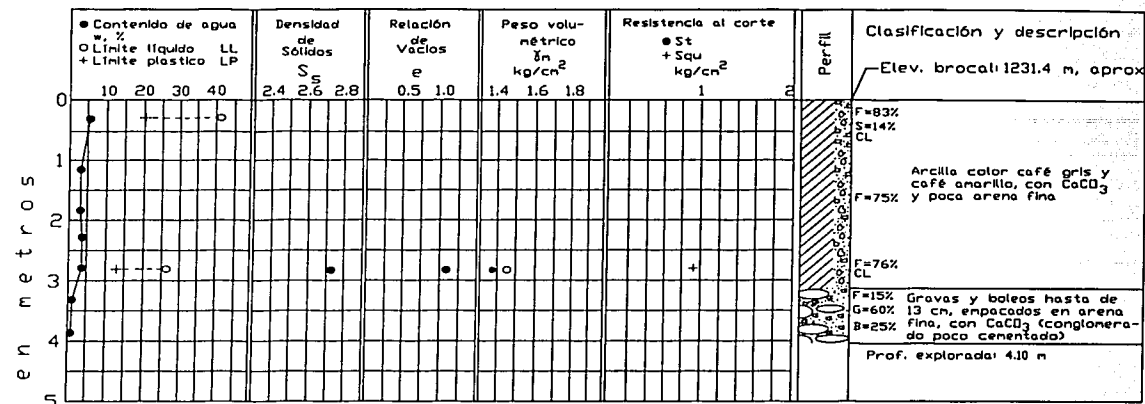
P-4



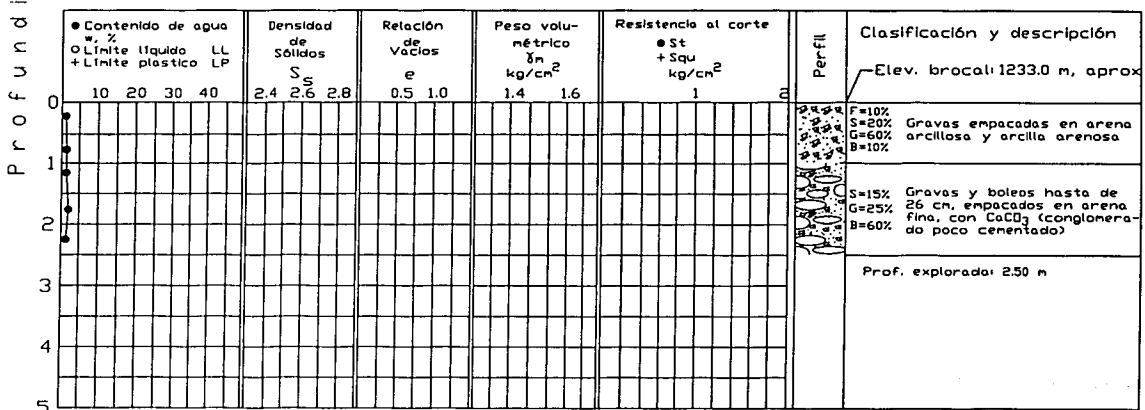
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

FIG. 36. POZOS A CIELO ABIERTO P-3 Y P-4

P-5



P-6



Arcilla



Grava G



CaCO<sub>3</sub>



Limo



Boleos B



Arena S



Conglomerado

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

FIG. 37. POZOS A CIELO ABIERTO P-5 Y P-6

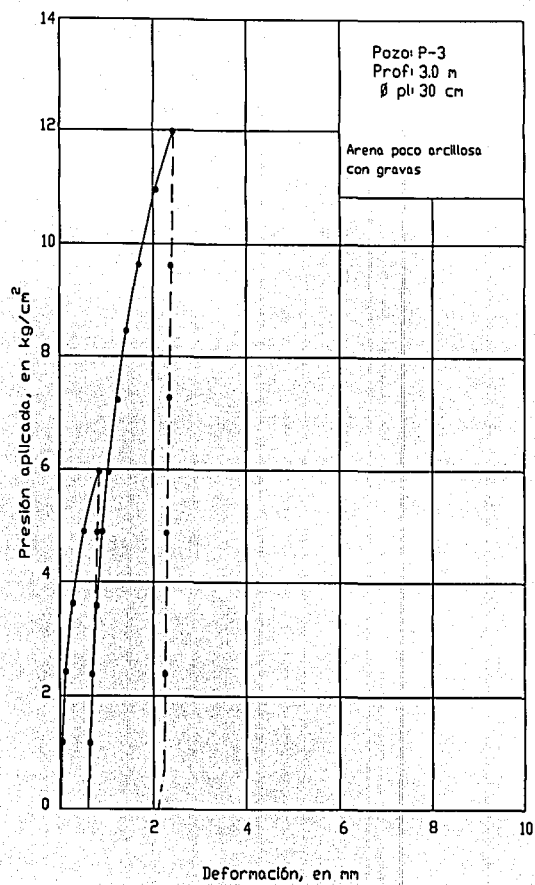
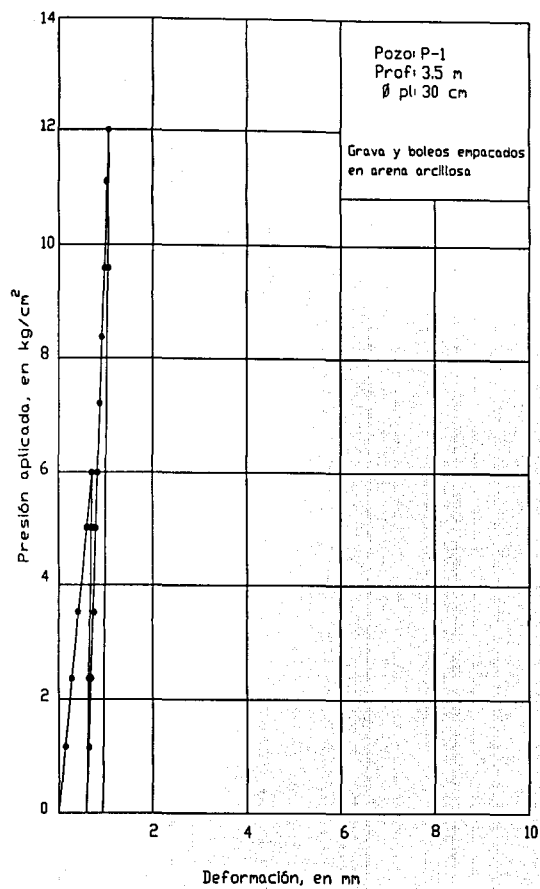


FIG. 38. CURVAS PRESION-DEFORMACION. PRUEBAS DE PLACA

EN LOS POZOS P-1 Y P-2

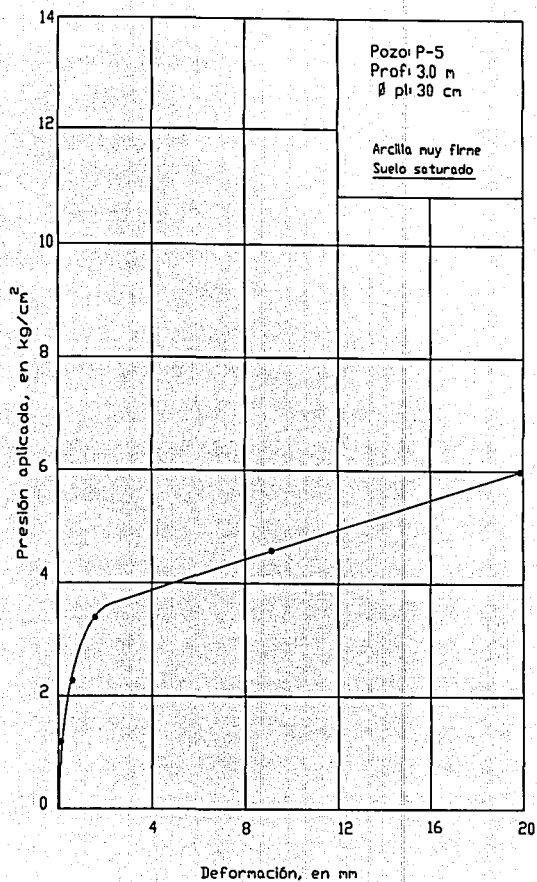
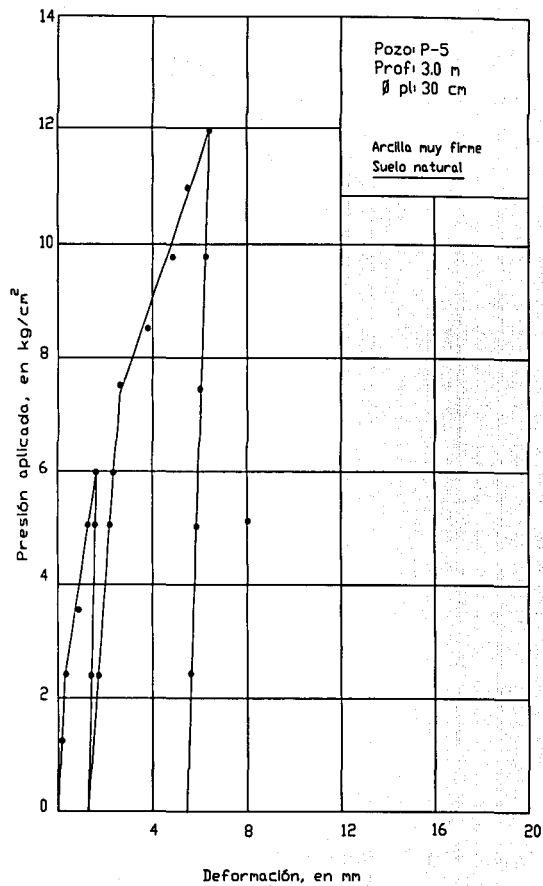
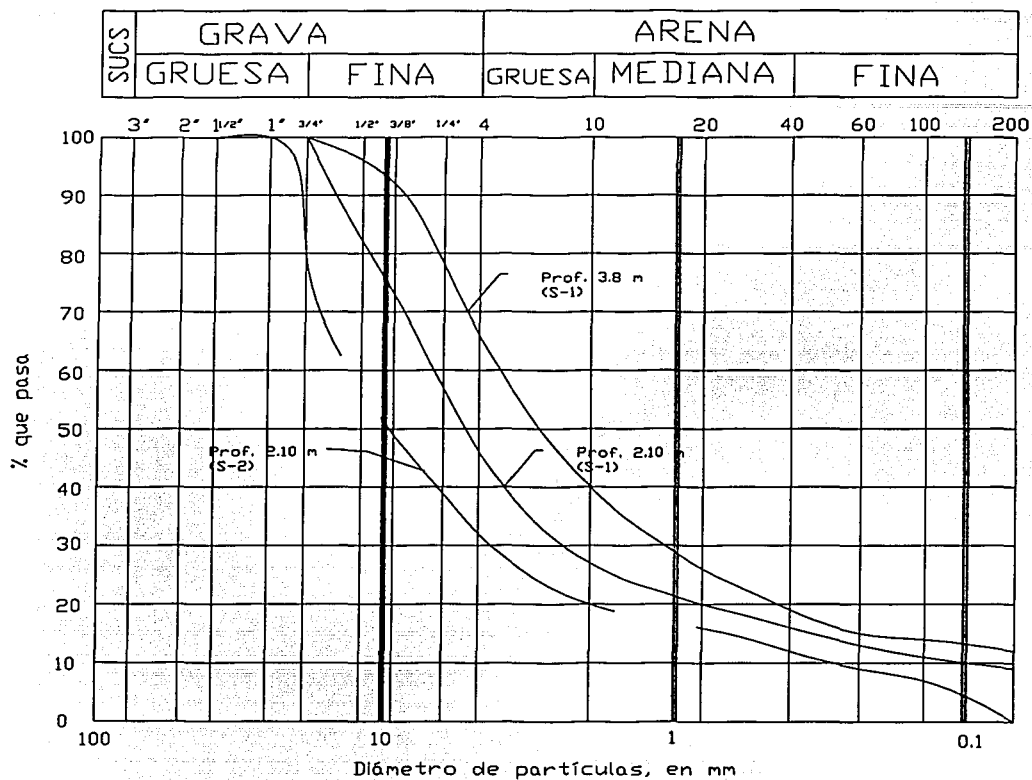


FIG. 39. CURVAS PRESION-DEFORNACION. PRUEBAS DE PLACA

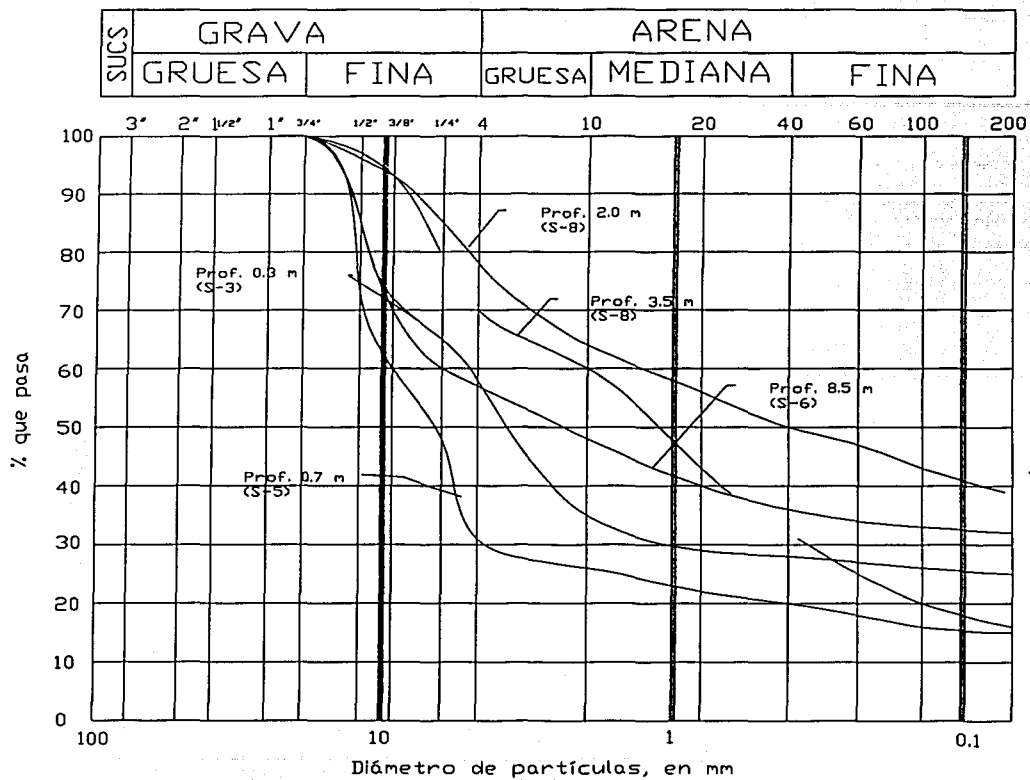
EN EL POZO P-5



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

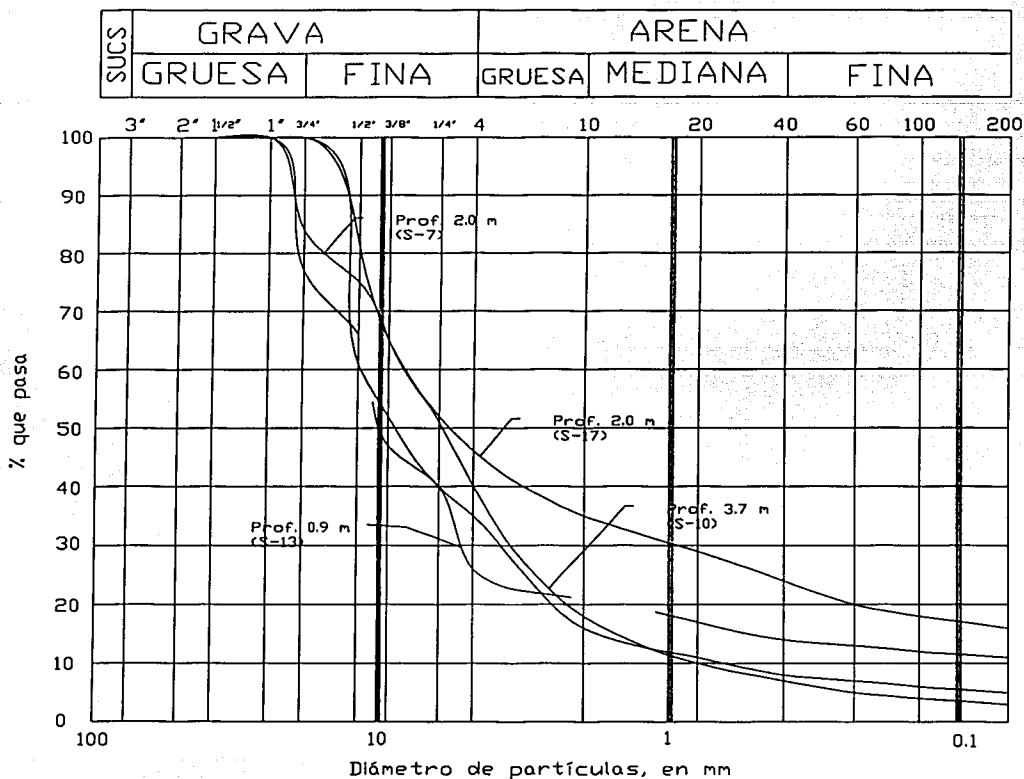
FIG. 40. CURVAS DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA. MUESTRAS DE LOS SONDEOS S-1 Y S-2.





TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

FIG. 41. CURVAS DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA. MUESTRAS DE LOS SONDEOS  
S-3, S-5, S-6 Y S-8



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

FIG. 42. CURVAS DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA. MUESTRAS DE LOS SONDEOS  
 S-7, S-10, S-13 Y S-17

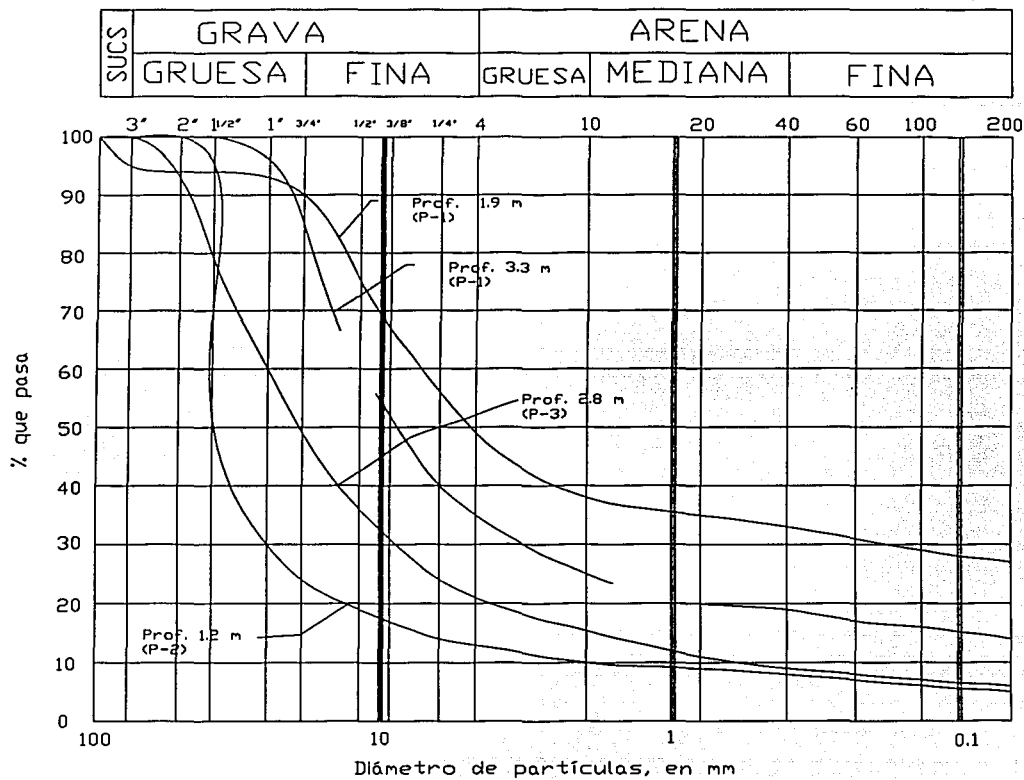


FIG. 43. CURVAS DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA. MUESTRAS DE LOS POZOS P-1, P-2 Y P-3

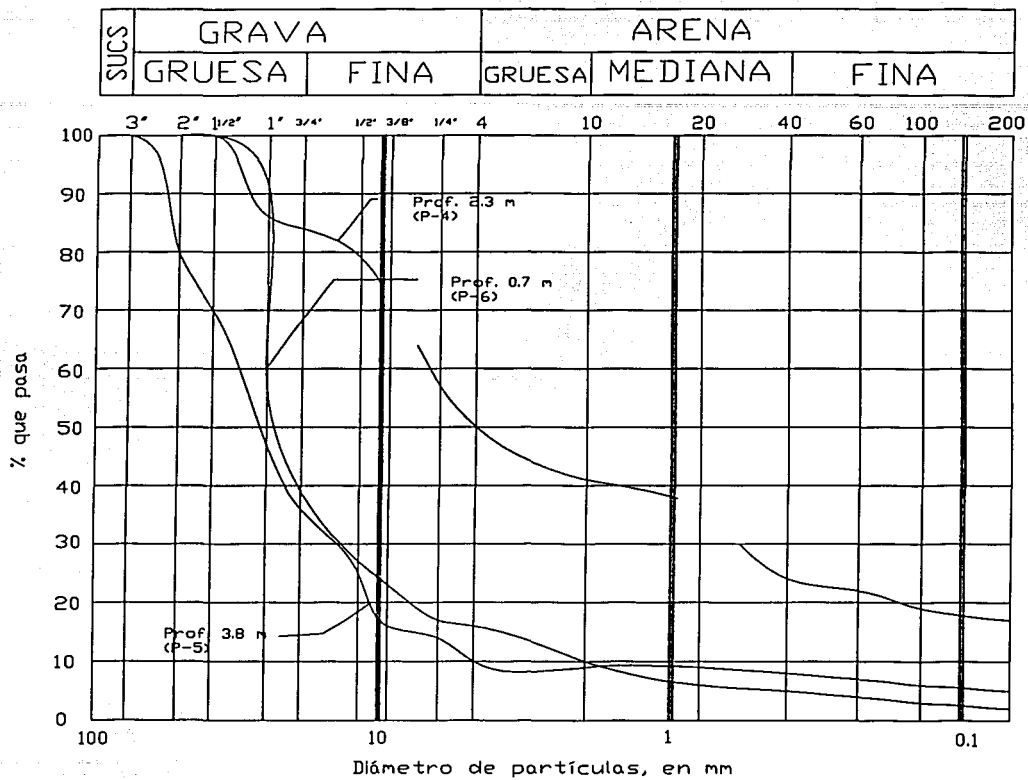


FIG. 44. CURVAS DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA. MUESTRAS DE LOS POZOS  
P-4, P-5 Y P-6

Sondeo P-3

Profundidad: 1.7 m

Prueba de compresión triaxial no consolidada- no drenada  
con humedad natural

Descripción: Arcilla color café claro con grumos de  $\text{CaCO}_3$

Probeto	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon$ %	$E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>	$S_s$	$e_i$	$e_f$	$W_i$ %	$W_f$ %	$G_i$ %	$G_f$ %
1	0.25	5.39	1.1	400	2.61	1.01	-	5	-	12	-
2	0.50	5.51	1.9	310	2.61	1.03	-	5	-	12	-
3	1.00	6.25	2.2	510	2.61	0.96	-	5	-	14	-

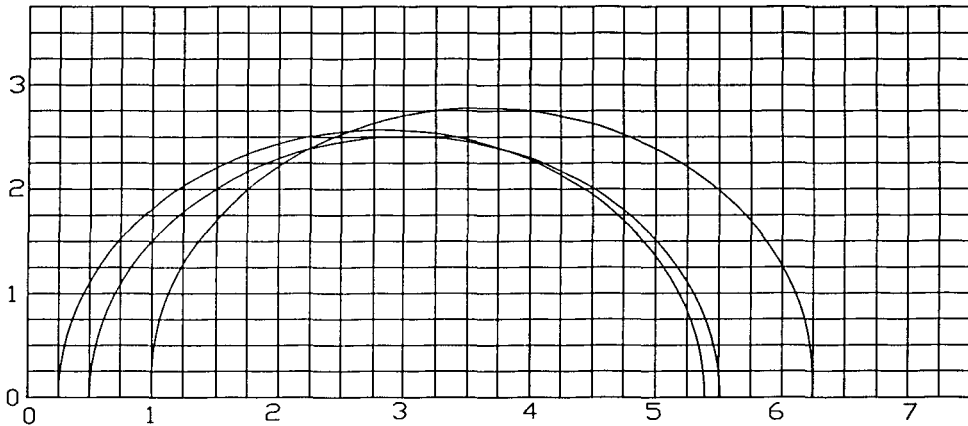


FIG. 45. DIAGRAMA DE MOIR

Sondeo P-3

Profundidad: 1.7 m

Prueba de compresión triaxial no consolidada- no drenada  
SATURADA

Descripción: Arcilla color café claro con grumos de  $\text{CaCO}_3$

Probeto	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon$ %	$E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>	$S_s$	$e_i$	$e_f$	$W_i$ %	$W_f$ %	$G_i$ %	$G_f$ %
1	0.50	0.6	2.3	98	2.61	1.07	-	6	31	14	76
2	1.00	1.02	5.8	91	2.61	0.96	-	5	28	14	77
3	2.00	1.54	5.5	93	2.61	0.91	-	5	29	14	82

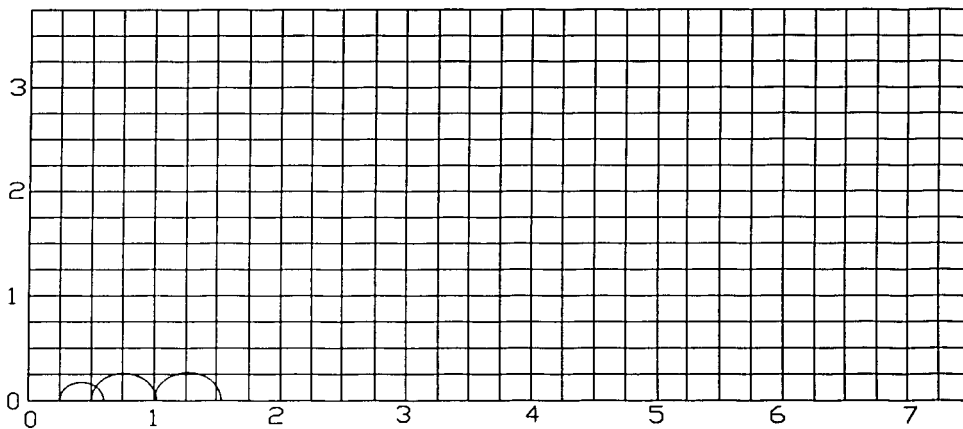


FIG. 46. DIAGRAMA DE MOHR

Sondeo P-5

Profundidad: 2.9 m

Prueba de compresión triaxial no consolidada- no drenada  
con humedad natural

Descripción: Arcilla color café claro con grumos de  $\text{CaCO}_3$   
y poca arena.

Probeta	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon$ %	$E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>	$S_s$	$e_i$	$e_f$	$W_i$ %	$W_f$ %	$G_i$ %	$G_f$ %
1	0.25	4.48	0.9	390	2.73	1.14	-	3	-	6	-
2	0.50	6.38	0.4	1800	2.73	1.08	-	3	-	7	-
3	1.00	8.90	4.9	1450	2.73	0.99	-	3	-	8	-

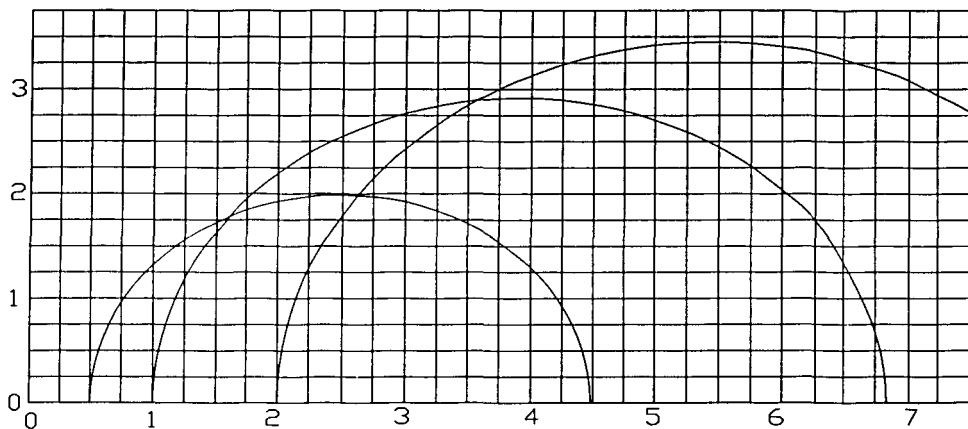


FIG. 47. DIAGRAMA DE MOHR

Sondeo P-5

Profundidad: 2.9 m

Prueba de compresión triaxial no consolidada- no drenada  
SATURADA

Descripción: Arcilla color café claro con grumos de  $\text{CaCO}_3$   
y poca arena.

Probeta	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon$ %	$E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>	$S_s$	$e_i$	$e_f$	$W_i$ %	$W_f$ %	$G_i$ %	$G_f$ %
1	0.50	1.15	2.8	110	2.73	1.08	-	3	33	9	84
2	1.00	1.82	4.6	110	2.73	1.04	-	4	31	9	82
3	2.00	2.94	2.8	120	2.73	1.04	-	3	32	9	83

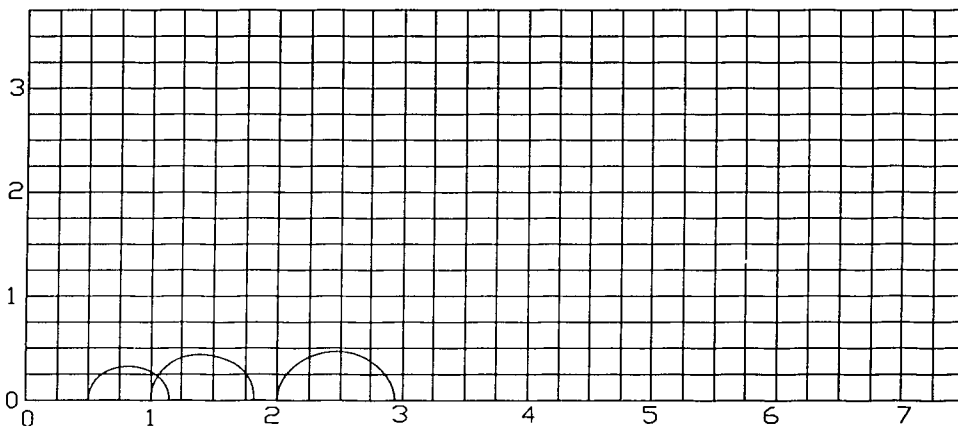


FIG. 48. DIAGRAMA DE MOHR



SONDEO	PROF. (m)	$S_s$	$W_l$ %	$e_i$	$G_l$ %	$\gamma_m$ kg/cm <sup>3</sup>
P-3	1.70	2.61	5	1.01	13	1.37

Descripción: Arcilla color café pálido con grumos de  $\text{CaCO}_3$

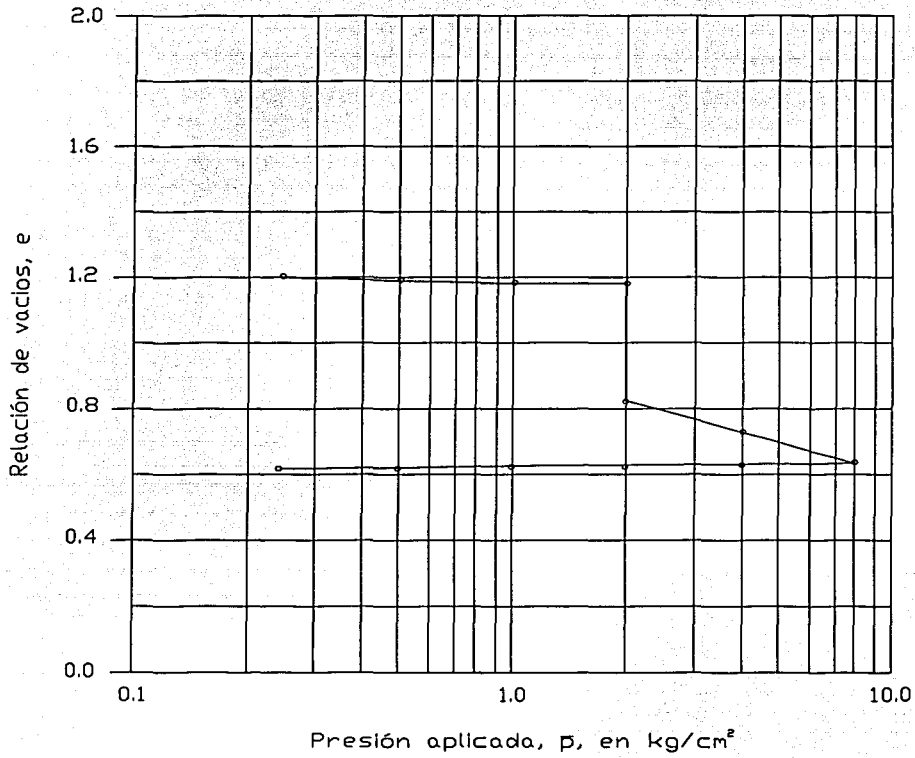


FIG. 49. CURVA DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	CONDICION	PROF. (m)	$S_s$	$W_l$ %	$e_i$	$G_l$ %	$\gamma_m$ kg/cm <sup>3</sup>
P-5	natural	2.90	2.73	5	1.02	12	1.41
	saturada 2 kg/cm <sup>2</sup>	2.90	2.73	4	1.15	9	1.32

Descripción: Arcilla color café pálido con raicillas y arena

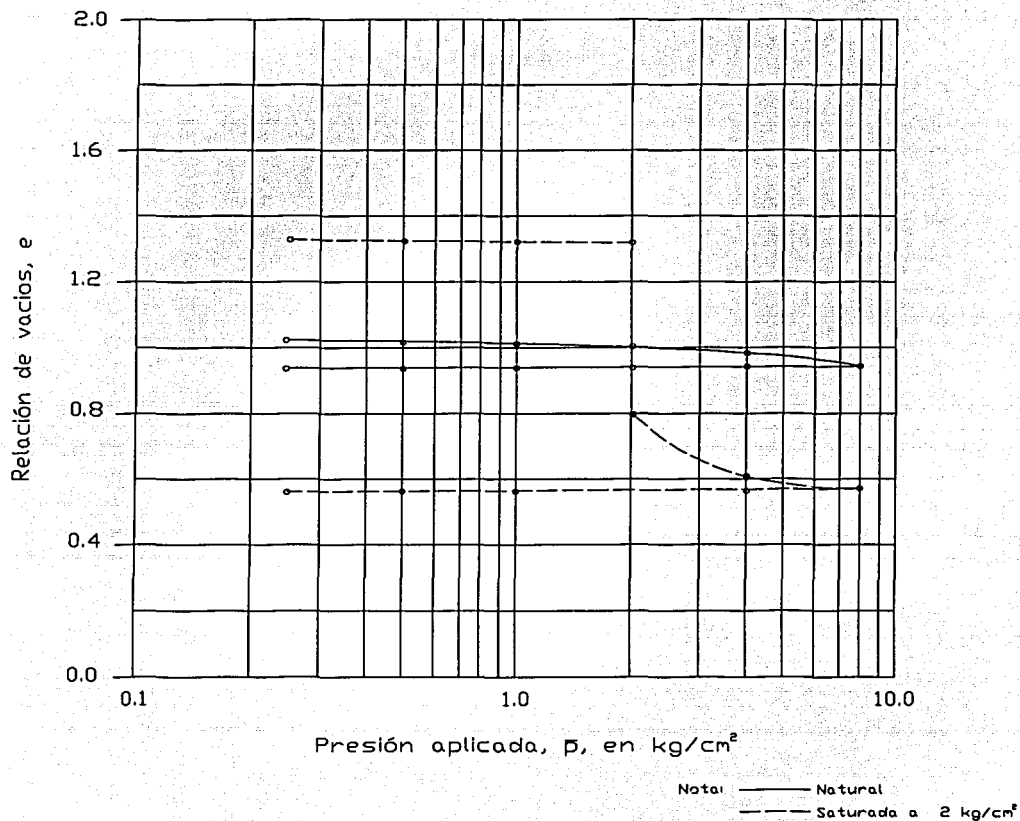


FIG. 50. CURVA DE COMPRESIBILIDAD

Pozo: P-3

Profundidad: 1.70 m

Probeta	Presión kg/cm <sup>2</sup>	ESTADO NATURAL				SATURADA BAJO PRESION				$\epsilon_{final}$ %
		$w_i$ %	$e_i$	$G_i$ %	$\epsilon_{nat}$ %	$w_f$ %	$e_f$	$G_f$ %	$\epsilon_{sat}$ %	
1	0.5	7	1.20	14	-2.0	25	0.73	87	-19.4	-21.4
2	1.0	9	1.42	17	-2.0	25	0.72	92	-27.1	-29.1
3	2.0	6	1.19	12	-2.2	26	0.76	88	-17.5	-19.7
4	4.0	5	1.21	11	-4.6	30	0.56	100	-24.7	-29.3

( - ) compresión, ( + ) expansión

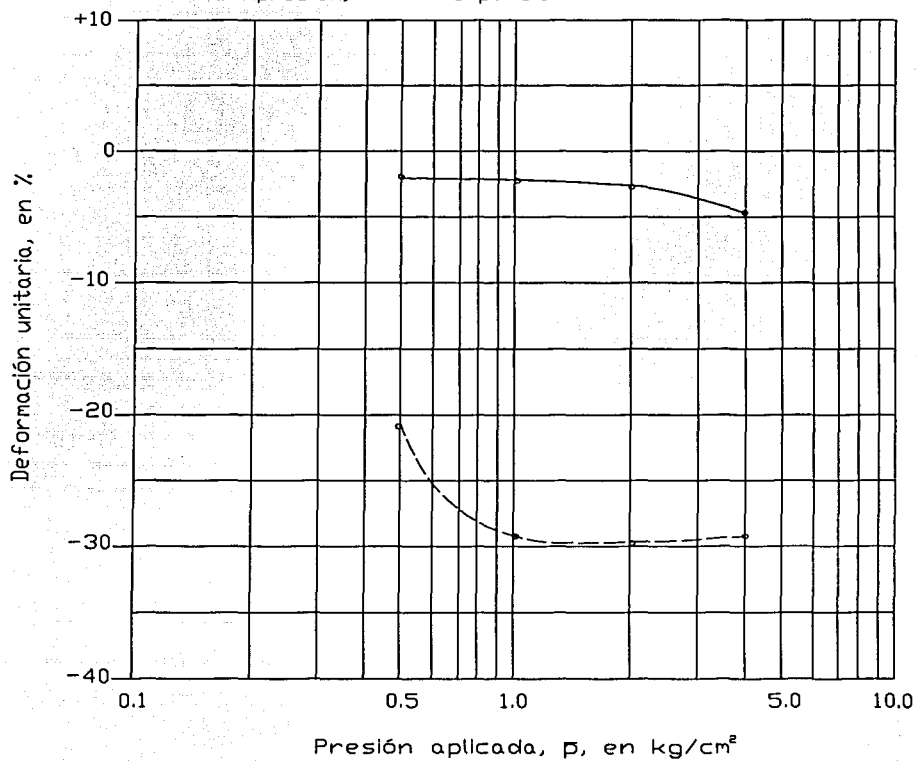


FIG. 51. PRUEBAS DE SATURACION BAJO CARGA

## ANEXO A

## A.S.T.M. 1586-64 T

**Objeto**

1. Este método describe un procedimiento para efectuar sondeos en el terreno, con tomamuestras hendido longitudinalmente, con el objeto de obtener muestras de suelo representativas para fines de identificación y de otros ensayos de laboratorio, y de conseguir datos sobre la resistencia del suelo a la penetración del tomamuestras.

**Aparatos**

2. (a) Equipo de sondeo. Puede aceptarse cualquier equipo que proporcione una agujero razonable limpio antes de la introducción del tomamuestras, de forma que quede asegurado que el ensayo de penetración se efectúa en suelo inalterado, y que permita la hincada del tomamuestras para obtener la muestra y el dato de resistencia a la penetración. Se cree que la rigidez del varillaje empleado durante la penetración influye sobre el valor N obtenido especialmente porque el varillaje muy ligero "cimbrea" bajo los golpes de la masa. Se sugiere que el varillaje tenga una rigidez igual o mayor que la del tipo A. Para sondeos de profundidad igual a mayor que 15 m se sugiere la conveniencia de un varillaje más rígido. Cuando el sondeo atraviese arena, arcilla blanda, u otro material que no permita que el agujero quede abierto, se empleará tubería de entibación, o bien un fango de sondeo.

Si, aún empleando este fango, se producen derrumbamientos de la pared del sondeo, se empleará tubería de entibación. El diámetro del sondeo estará comprendido entre 57 y 152 mm (2 ¼ y 6 pulgadas).

(b) Tomamuestras hendido longitudinalmente. El tomamuestras deberá haberse construido con las dimensiones indicadas en la figura. La zapata deberá ser de acero endurecido y deberá tener cuatro agujeros de escape de 12.7 mm (1/2 pulg) de diámetro mínimo, o, alternativamente, una válvula de bola. La sustitución del tomamuestras del dibujo, de 50.8 mm (2 pulgadas) de diámetro exterior, por otro cualquiera debería ser hecho

solamente con permiso del ingeniero encargado. Si se autorizan otras dimensiones, deberán figurar de forma muy visibles en todos los registros o informes de penetración.

(c) Dispositivo de hinca. Consiste en una masa de 63.6 kg (140 libras) con caída libre de 762 mm (30 pulg) y una cabeza de golpeo. Deberá tenerse cuidado especial de que no exista frotamiento entre la masa y la guía, que reduzca la energía de caída. Si se emplea tubería de entibación, puede usarse una masa mayor para la entibación de la misma.

(d) Accesorios. Se necesitan etiquetas, formularios, cajas para empaquetar las muestras y otro material misceláneo.

### Procedimiento

3. (a) Preparación del agujero. Límpiase el agujero a la profundidad que se desee tomar la muestra, empleando el método que se estime preferible para asegurar que el material que se vaya a tomar no esté alterado por la operación. En arenas y limos saturados la extracción del varillaje con su instrumento de sondeo se hará lentamente, para evitar el aflojamiento alrededor del agujero.

(b) Obtención de muestras. Con el tomamuestras descansado en el fondo del agujero, hínquese 150 mm (6 pulg) con golpes de la masa de 63.6 kg (140 libras) cayendo 762 mm (30 pulg). A continuación hínquese 300 mm más (12 pulg) o bien hasta que se le hayan dado 50 golpes. Apúntese el número de golpes que hayan sido necesarios para cada 15 mm (6 pulg) de penetración. Los primeros 150 mm (6 pulg) se consideran como hinca de asiento. El número total de golpes que hayan sido necesarios para la hinca del segundo mas el tercer trayecto de 150 mm (6 pulg) recibe el nombre de *resistencia a la penetración estándar*,  $N$ . Si no se llega a hincar el tomamuestras la longitud total de 457 mm (18 pulg) el número  $N$ , será el de golpes necesarios para la hinca de los últimos 305 mm (1 pie) de

---

penetración (si se hinca menos de dichos 305 mm los registros deberán anotar el número de golpes y la longitud total de la hınca conseguida). Si así se especifica para un trabajo determinado, se darán más de 50 golpes arriba indicados. Se considera que se ha obtenido "rechazo absoluto" cuando la velocidad de avance sea menor de 25.4 mm (1 pulg) cada 50 golpes.

(c) Extracción y etiquetado. Extráigase el tomamuestras hasta la superficie y ábrase. Colóquese la muestra o muestras típicas de los suelos contenidos en el tomamuestras, en los tarros o cajas, son aprisionarlos. Apúntese en la caja el origen de la muestra, y embálense las cajas en recipientes apropiados para su envío al laboratorio o al cliente. Las cajas deberán tener una tapa hermética, o bien ser selladas con cera para evitar la evaporación de la humedad de las muestras. Se etiquetarán las cajas, o bien se apuntarán los datos sobre sus tapas (o ambas cosas a la vez) indicando la obra, el número del sondeo, el número de la muestra, profundidad, número N, y longitud de muestra recuperada. Las muestras deben quedar protegidas de la helada, y no deberá darles el sol.

(d) Observaciones en obra. Apúntese los datos que se obtengan sobre niveles de agua, en los formularios que se rellenen en obra, incluyendo el nivel de agua en el sondeo, profundidades a las que se perdió líquido en el sondeo, o bien aquellas a las que se encontró agua artesiana. Mídanse los niveles de agua en el sondeo antes y después de extraer la tubería de sondeo, en el caso en que se emplee. En arenas, mídanse en nivel cuando se extrae y, por lo menos, 30 minutos después de la extracción; en limos, al menos 24 horas después de la extracción; en arcillas, no es posible hacer ninguna medida precisa del nivel freático a menos de que existan estratos permeables. Sin embargo, debe apuntarse aún en este caso de arcillas, el nivel 24 horas después de la extracción. Cuando se emplea fango des sondeo y se desea conocer el nivel de agua, se introducirá en el agujero una tubería de entibación con un trozo inferior con perforaciones y se limpiará bien el agujero, vaciándolo con una cuchara de válvula. Se apuntará el nivel del agua a intervalos de 30 min desde el momento en que el agujero haya quedado limpio de toda traza de fango y, finalmente la altura del agua a las 24 horas.

---

**Informe**

4. (a) Se apuntarán en obra los datos que se vayan obteniendo en los sondeos, incluyendo al menos los siguientes:

1. Fecha
2. Cota de referencia
3. Identificación de la obra
4. Número del sondeo
5. Procedimiento de sondeo
6. Cotas de las muestras
7. Cotas de las caras de los estratos
8. Datos referentes al agua
9. Identificación del suelo
10. Datos de la resistencia a la penetración
11. Entibación empleada

(b) Los datos así obtenidos deberán ser preparados para una penetración final en forma de perfil del terreno en el que se muestre la naturaleza y extensión de los estratos del suelo en el área estudiada.

---

**ANEXO B**

- a) Placa de acero de 30 cm de diámetro y 3.8 cm de espesor.
- b) Gato hidráulico de 10 t de capacidad, manguera de alta presión y bomba con manómetro calibrado.
- c) Columna de carga, consiste en un tubo de acero especial de 11.4 cm de diámetro exterior y 9 mm de espesor, con cuerdas en los extremos, en varios tramos.
- d) Rótula de acero entre la columna de carga y el gato, con casquete esférico de 7.4 cm de diámetro.
- e) Adaptador, en un extremo de la columna, para ajustar contra la trabe de carga en la prueba vertical.
- f) Tres micrómetros de 0.001 mm de aproximación ligados a la placa con expansiones.
- g) Soportes para micrómetros, consistentes en dos canales de aluminio, de 5 m de longitud cada una, apoyadas en sus extremos en el terreno.
- h) Marco de carga, constituido por una trabe principal y cuatro trabes secundarias, todas ellas de acero I 12" livianas, de 3.5 m de longitud.
- i) Camión lastrado con peso total de 10 a 12 ton.

La figura 32 ilustra el equipo utilizado.



---

**REFERENCIAS**

- 1.- López R.E., "Geología de México", Edición Escolar, Tomo II, 1979
- 2.- CETENAL, "Carta Geológica Ramos Arizpe", No. G14 C24, 1976.
- 3.- Esteva, L., "Regionalización Sísmica de México para Fines de Ingeniería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación No. 246, abril 1970.
- 4.- Terzaghi, K., "Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction", Geotechnique, Vol. 15, 1975.
- 5.- Duley, J. "Review of Collapsing Soils", JSMFD, ASCE SM-, may, 1970.
- 6.- Clemence, S. & A. Finbarr, "Desing Considerations for Collapsible Soils", JGED, ASCE, March, 1981.
- 7.- Terzaghi, K., & R. Peck, "Soils Mechanics in Engineering Practice", J. Wiley, 2<sup>nd</sup>. Ed., 1967.
- 8.- Peck, R., W. Hanson & T. Thornburn "Fundati6n Engineering" J. Wiley, 2<sup>nd</sup>. Ed., 1974.

---

**BIBLIOGRAFÍA**

- Gcotec, "Estudio de Mecánica de Suelos, en una Planta Productora de Cementos, en Ramos Arizpe, Coahuila" 1999.
- Springall Cáram, José. "Apuntes de cimentaciones" 2002
- Consejo de Recursos Minerales, "Monografía Geológico-Minera de Estado de Coahuila", Secretaría de Minas e Industria Paracstatal, Subsecretaría de Minas, 1993
- A. M. Neville, "Tecnología del Concreto", Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Tomo 1, 1977
- Crespo Villalaz, Carlos, "Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Ed. Limusa, 1979, Primera Edición.
- Juarez Badillo, E. "Mecánica de Suelos" Tomo 1, Ed. Limusa, 1999, Tercera Edición.
- Peck, R, Walter, E. "Ingeniería de Cimentaciones". Ed. Limusa, 1982, Primera Edición.